



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieure et de la recherche

Scientifique

جامعة محمد بوضياف – المسيلة

كلية التكنولوجيا

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de GENIE CIVIL



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : STRUCTURES

THEME

Analyse et conception d'une structure en béton armé multi-étages (R+6)

Dirigé par :

Mr. BENYAHIA Abdeslam M.A.A

Présenté par :

BARKAT Ibtissam

SEBBIH Dounya

Promotion : 2025/2026

Remerciements

Je remercie Dieu le Tout-Puissant de m'avoir donné la force et la patience pour réaliser ce travail.

J'adresse mes sincères remerciements à mon encadreur, Monsieur Benyahia Abdessalam, pour son accompagnement et ses précieux conseils.

Je remercie également les membres du jury pour l'intérêt qu'ils portent à ce travail.

Mes remerciements vont aussi aux enseignants de la Faculté de Technologie de l'Université Mohamed Boudiaf de M'sila pour la qualité de leur formation.

Enfin, je remercie ma famille pour son soutien et ses encouragements.

Dédicace

الحمد لله الذي وفقنا وأعاننا على بلوغ هذه اللحظة، وجعل ثمرة تعبنا واقعاً نفتخر به
نهدي هذا العمل إلى أعز ما نملك .
إلى عائلتي الكريمتين، اللتين كانتا لنا السند والدعم، ومنبعا الحب والتشجيع في كل خطوة .
إلى كل من وقف معنا بكلمة طيبة، أو دعاء صادق، أو يدٍ ممدودة بالعون، فكان له الأثر الجميل
في مسيرتنا
إلى من شاركتني الطريق... صديقتي وشريكتي في هذا النجاح، تقاسمنا التعب قبل الفرح،
وسرنا معاً حتى وصلنا .
نهدي هذا الإنجاز بكل فخر وامتنان، راجيتين أن يكون بداية لمستقبلٍ مليء بالنجاحات
وبإذن الله... القادم أجمل



Résumé

Le bâtiment, étudié dans ce mémoire, est constitué de rez-de-chaussée commercial et de 6 étages D'usage d'habitat ion. La spécificité du bâtiment fait l'objet d'une étude parasismique détaillée.

Le but de l'étude est la modélisation de la structure avec un logiciel de calcul aux éléments finis Robot 2020, afin d'effectuer l'analyse modale et le calcul sismique, mais aussi les étapes de réalisation de ce bâtiment.

L'interaction entre le sol et la structure est intégrée par fondations, Les résultats extraits du logiciel de calcul ont permis de vérifier la stabilité de ce bâtiment, ses déformées et le ferrailage de ses voiles de contreventement.

Les calculs ont été effectuée d'après les règlements algériens : RPA99/V2024, CBA93, et BAEL 91.

Mots clés : Béton armé-Bâtiment – séisme – RPA99/V2024- BAEL91- Poteaux-Poutre-voile.

Sommaire

Introduction

Générale.....	1
---------------	---

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Présentation de l'ouvrage.....	3
I.2. Caractéristiques géométriques.....	3
I.3. Les éléments de l'ouvrage.....	5
I.4. Données sismique de la structure.....	6
I.5 -Caractéristique mécanique des matériaux.....	6
A – Béton.....	6
B – acier.....	11

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

I-Introduction	14
II-1-Pré dimensionnement des planchers	14
II-2-Prédimensionnement des voiles.....	15
II-3-Pré dimensionnement des escaliers.....	16
II-4-Descente des charges	18
II.5. Pré-dimensionnement des poutres	25
II-6-Pré dimensionnement des Poteaux	27

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III-1-Introduction	35
III.2. L'acrotère	35
III.3. Les plancher	43
III-4- Les Balcons.....	58
III-5- Les escaliers.....	62
III-6-Etude de la poutre palière	68

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1 Introduction.....	73
IV-2-Choix de la méthode de calcul	73
IV-3-Méthode d'analyse modale spectrale	73
IV-3-2- Calcul de la force sismique totale.....	74
IV-3-2-1- Estimation de la période fondamentale de la structure	74
IV-3-3- Spectre de calcul	76

IV-3-3-1- Classification des sites.....	77
IV-3-3-2- Actions sismiques (coefficient d'accélération)	78
IV-3-3-3- Classification des bâtiments selon leur importance	79
IV-3-3-4- Coefficient de comportement global de la structure R	79
IV-3-3-5- Facteur de qualité QF	80
IV-3-4- Coefficient de correction	83
IV-3-5- Poids sismique total du bâtiment W.....	83
IV-3-6- Calcul de la force sismique V.....	84
IV-4- Vérification des résultats vis-à-vis du RPA2024	85
IV-4-1- Vérification le période	85
IV-4-1-1- Vérification ART 4.3.4 RPA 2024	85
IV-4-2- Vérification de l'effort tranchant à la base	86
IV-4-3- Vérification de l'effort Normal réduit	86
IV-4-4-Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble RPA 2024 Art 5.5	87
4-5-Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$: RPA 2024 Article 5.9.....	89
IV-6- Conclusion	89

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES PORTIQUES

V-1-Ferraillage des poteaux.....	92
V-2- Ferraillage des poutres	98
V-2-1- L'étude des Poutres principale	99
V-2-2- L'étude des Poutres secondaires	110
V-4- Ferraillage des voiles	116
V-4-1- Introduction.....	116
V-4-2- Recommandation	116
V-5- Conclusion.....	122

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

VI-1- Introduction.....	124
VI-2- Classification des fondations:.....	124
VI-3-Données de site.....	125
VI-4-Stabilité des fondations.....	125
VI-5-Combinaisons d'actions à considérer	125
VI-6-Calcul de Semelles filantes Rigides sous poteaux	126
VI-7- Donnees : Semelle Filante 1.....	126
VI-8-Longueur des travées (entre-nus)(m)	126
VI-9- Coffrage Semelle donne par les calculs.....	127
VI-10- Coffrage Retenu pour la Semelle	127
VI-11- Sections d'acier retenue.....	128
VI-12- Contraintes en travée	128
VI-13-Contraintes sous poteaux	128
VI-14-Calcul de Semelles filantes Rigides sous poteaux 2eme sens.....	129
VI-15- Longueur des travées (entre-nuis)(m).....	129
VI-16-Coffrage Semelle donne par les calculs.....	131
VI-17-Moments sur appuis et a mi-travée (t.m).....	131
VI-18-Coffrage Retenu pour la Semelle.....	131
VI-19-Sections d'acier retenu.....	132
VI-20- Contraintes en travée.....	132
VI-21-Contraintes sous poteaux.....	132

Liste des figures

CHAIPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Figure I. 1: plan niveaux RDC de la structure.....	3
Figure I. 2: plan niveaux étage courant de la structure	4
Figure I. 3: plan niveaux terrasse de la structure	4
Figure I. 4: la structure en 3D	5
Figure I- 5: Diagramme parabole-rectangle du béton.....	9
Figure I -6 : Diagrammes déformations – contraintes de béton.....	9
Figure I-7 : Diagramme déformations - contraintes de l'acier.....	11

CHAIPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Figure II- 1: Coupe verticale du plancher en corps creux.....	14
Figure II.2: coupes de voiles en plan.....	16
Figure II- 3: Schéma d'escalier.....	17
Figure II- 4: Composants d'un plancher terrasse en corps creux.....	19
Figure II- 5: Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.....	20
Figure II- 6: Coupe plancher étage courant.....	21
Figure II- 7: Mur extérieur.....	21
Figure II- 8: Mur simple cloison.....	22
Figure.II.9 : Dimension de l'acrotère.....	23
Figure II- 10: Section de la poutre principale.....	26
Figure II- 11: Section de la poutre secondaires.....	26
Figure.II.12 : section du poteau centrale le plus sollicité.....	28

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure.III.1 : Dimension de l'acrotère.....	35
---	----

Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	41
Figure III.3 : Poutrelle en T.....	43
Figure III.4 : Diagramme les moments en travée et sur appuis à l'ELU.....	48
Figure III.5 : Diagramme des efforts tranchants A'ELU	49
Figure III .6 : Diagramme les moments en travée et sur appuis à l'ELS.....	51
Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants A'ELS.....	52
Figure III- 8: Schéma de ferrailage des poutrelles	57
Figure III- 9 : disposition des armatures dans la dalle de compression dans le mètre linéaire	57
Figure III -10 : Schéma statique.	58
Figure III - 11: Dimensionnement de la section rectangulaire.....	59
Figure.III-12: Schéma de ferrailage de balcon.....	51
III-13 : Combinaisons des charges.....	62
Figure III.14: Diagrammes des moments fléchissant en travées et en appuis.....	64
Figure.III.15: Schéma du ferrailage de la volée de l'escalier.....	67
Figure III.16 : schéma statique de la poutre palier.....	68
Figure III - 17: Ferrailage de poutre palière.....	71

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Figure V-1 : Schémas de ferrailage des poteaux.....	97
Figure V-2 : moments max a ELU des poutres principales.....	98
Figure V-3 : moments max a ELS des poutres principales.....	99
Figure V-4 : moments max a ACC des poutres principales.....	99
Figure V-5 : As des poutres principales.....	100
Figure V-6 : As travée cal des poutres principales.....	101
Figure V-7: Moments max a ELU des poutres principales.....	101
Figure V-8 : moments max a ELS des poutres principales.....	102

Figure V-9 : moments max a ACC des poutres principales.....	103
Figure V-10 : As appuis des poutres principales	104
Figure V-11 : As travée cal des poutres principales.....	105
Figure V11: Moments max a ELU des poutres principales.....	106
Figure V-12 : moments max a ELS des poutres principales.....	106
Figure V-13 : moments max a ACC des poutres principales.....	106
Figure V-14 : As travée des poutres principales.....	107
Figure V-15 : As appuis cal de poutres principales.....	108
Figure V-16 : Moments max a ELU des poutres secondaires.....	110
Figure V-17 : Moments max a ELS des poutres secondaires.....	110
Figure V-18 : Moments max a ACC des poutres secondaires.....	111
Figure V-17: As travée cal des poutres secondaires.....	112
Figure V-19: As appuis cal des poutres secondaires.....	113
Figure V-18 : Schémas de ferrailage des poutres principales (RDC ; 1 ^{ere} et 2 ^{eme} étage).....	114
Figure V-19 :Schémas de ferrailage des poutres principales (3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage).....	114
Figure V-20 :Schémas de ferrailage des poutres principales (5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage).....	115
Figure V-21 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires.....	115

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

Figure1: Semelle isolée	124
Figure 2: Semelle filante	124
Figure 3: Radier générale.	124
Figure VI.4 : Les réactions des fondations ELU.....	125
Figure VI.5 : Semelle Filante 1.....	126
Figure VI.6 : Semelle Filante 2.....	129
Figure7 : Schéma de ferrailage de semelle filante.....	132
Figure7 : plan de fondation du bâtiment étudié	133

Liste des tableaux

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau II- 1: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.....	19
Tableau II- 2: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.....	19
Tableau II- 3: Evaluation des charges permanentes du plancher courant.....	20
Tableau II- 4: Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.....	21
Tableau II- 5: Charge permanente du mur double cloison.....	22
Tableau II- 6: Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.....	23
Tableau II- 7: Evaluation des charges permanentes de palier.....	23
Tableau II- 8: Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC et 1ère étage.....	24
Tableau II- 9: Evaluation des charges permanentes de Paillasse Niveau étage courant.....	24
Tableau II.10 : Descente charges sur poteau centrale.....	29
Tableau II.11 : Loi de dégression des charges.....	33

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III .1 : Les valeurs des moments en travée et sur appuis à l'ELU.....	48
Tableau III.2 :Les valeurs de l'effort tranchant sur appuis à l'ELU.....	49
Tableau III.3: Les valeurs des moments en travée et sur appuis à l'ELS.....	49
Tableau III.4 : Les valeurs de l'effort tranchant sur appuis à l'ELS.....	52
Tableau III.5 : Récapitulatif des résultats.....	53
Tableau III- 6: Ferrailage des poutrelles.....	55

CHAPITRE IV : Etude sismique

Tableau IV-1 : valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V.....	75
Tableau IV-2: valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type I.....	78
Tableau IV-3 : Définition de zones de sismicité et coefficient d'accélération.....	78
Tableau IV-4 : Valeurs du coefficient d'importance.....	79
Tableau IV-5 : Coefficient de comportement global de la structure.....	80
Tableau IV-6 : Valeurs des Pondérations P_q	82

Tableau IV-7: Les coefficients utilisés.....	82
Tableau IV-8 : Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ	84
Tableau IV-9 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente.....	84
Tableau IV-10 : Résultats des périodes dans le logiciel Robot.....	85
Tableau IV-11: Vérification de la résultante des forces.....	86
Tableau IV-12: Vérification de l'effort normal réduit poteaux (40x40)cm ²	87

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau V-1: Les sollicitations sur le poteau (40×40)cm ²	95
Tableau V-2 : le moment max dans la poutre principale.....	100
Tableau V-3 : le moment max dans la poutre principale.....	103
Tableau V-4 : le moment max dans la poutre principale.....	107
Tableau V-5 : le moment max dans la poutre principale.....	111

Liste de notation

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- $\varnothing$: Diamètre des armatures.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- q : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\overline{\sigma_s}$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- G : Charge permanente.
- ε : Déformation relative.
- ELU : Etat limite ultime.
- ELS : Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.

- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- $\bar{f}$: Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Poids total de la structure.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
- I : Moment d'inertie.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- Y : Position de l'axe neutre.

- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.
- α : Coefficient fonction de l'élanement du poteau.
- Z : Bras de levier.
- B_r : Section réduite.

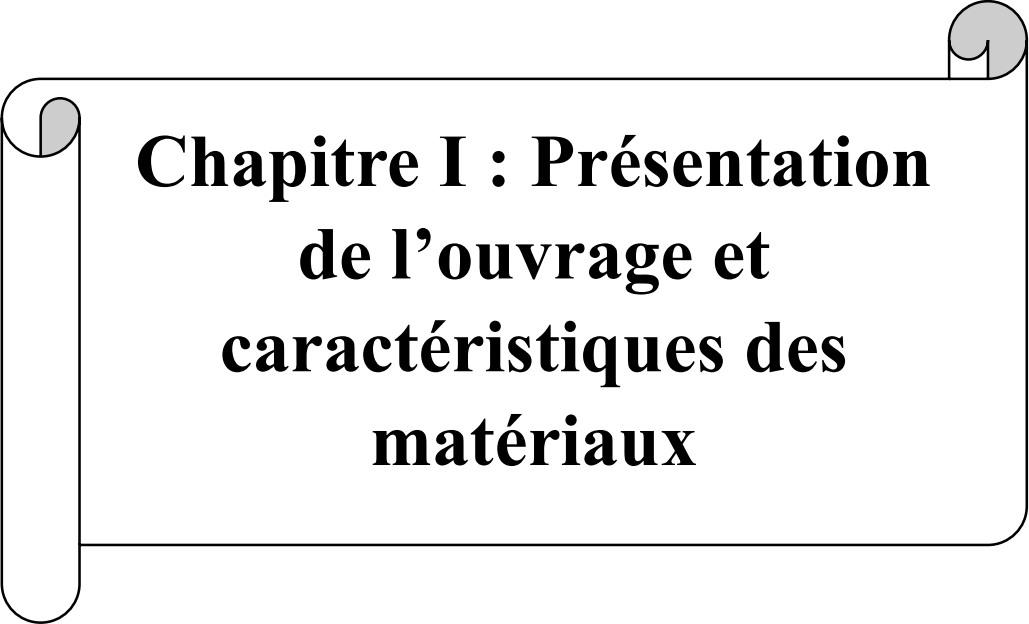


Introduction Générale

Introduction Générale

Le génie civil occupe une place essentielle dans le développement urbain et l'amélioration du cadre de vie des populations. Il regroupe l'ensemble des activités liées à la conception, à la réalisation et à l'exploitation des ouvrages de construction, notamment les bâtiments, les routes, les ponts et les infrastructures. À travers ces réalisations, l'ingénieur en génie civil contribue directement à répondre aux besoins croissants en logements et en équipements, tout en veillant à assurer la sécurité des personnes et la durabilité des ouvrages. La conception des bâtiments constitue une étape déterminante dans la réussite de tout projet de construction. En effet, de nombreux désordres et pathologies observés dans les structures sont souvent liés à des erreurs de conception, de dimensionnement ou à une mauvaise appréciation des actions appliquées sur l'ouvrage. D'où l'importance du recours à des études basées sur des modèles de calcul fiables et sur le respect strict des règlements et normes en vigueur, garantissant ainsi un niveau de sécurité acceptable. Dans les zones à activité sismique, comme c'est le cas de l'Algérie, la prise en compte des actions sismiques devient un enjeu majeur dans le dimensionnement des structures. L'ingénieur doit alors analyser le comportement dynamique du bâtiment et adopter un système de contreventement approprié, en tenant compte de plusieurs paramètres tels que la hauteur de l'ouvrage, sa destination, sa configuration architecturale ainsi que les caractéristiques géotechniques du sol. Le dimensionnement des éléments en béton armé repose sur l'application des règlements de calcul tels que le BAEL et le RPA, ainsi que sur une bonne connaissance des propriétés mécaniques des matériaux utilisés, notamment le béton et l'acier. L'objectif principal est d'assurer la résistance, la stabilité et la durabilité de la structure face aux différentes sollicitations, qu'elles soient permanentes, d'exploitation ou accidentelles. Grâce à l'évolution des outils informatiques, l'analyse et le calcul des structures sont aujourd'hui facilités par l'utilisation de logiciels de modélisation et de calcul permettant une meilleure représentation du comportement réel des ouvrages. Dans ce cadre, la présente étude porte sur l'analyse et le dimensionnement d'un bâtiment en béton armé de type R+6 à usage d'habitation, en tenant compte des exigences réglementaires et des contraintes techniques liées au site du projet.

Chapitre I :
Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques des matériaux

A decorative frame shaped like a scroll, with a vertical strip on the left and a horizontal strip at the top, both featuring rounded ends and a slight shadow effect.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet que nous sommes en train d'étudier consiste à un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un Rez de chaussée plus six étages (R+6), en béton armé composé de portiques et de voiles, implanté à M'sila, qui est une Zone de moyenne élevée sismicité zone IV d'après les règles parasismiques algériennes (RPA99 VERSION 2024).

L'étage RDC pour vocation commerciale, les autres étages sont des logements d'habitation.

I.2. Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques de la structure sont :

- Largeur en plan 11.30m
- Longueur en plan 22.5m
- Hauteur de RDC 3.40m
- Hauteur d'étage courant..... 3.06m
- Hauteur totale du bâtiment..... 21.76m

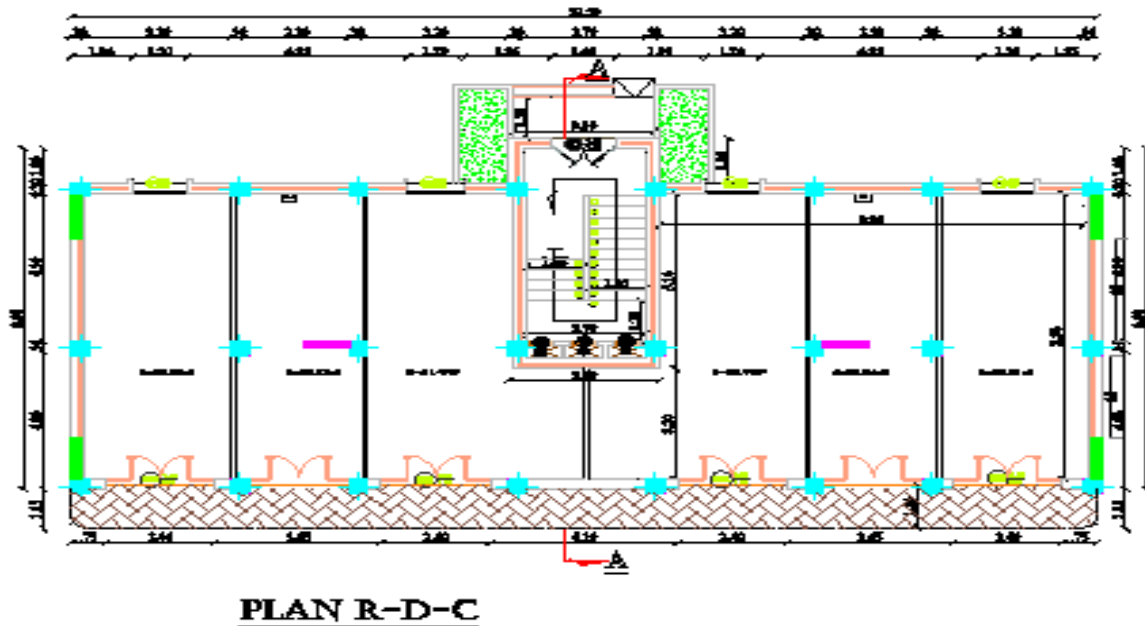
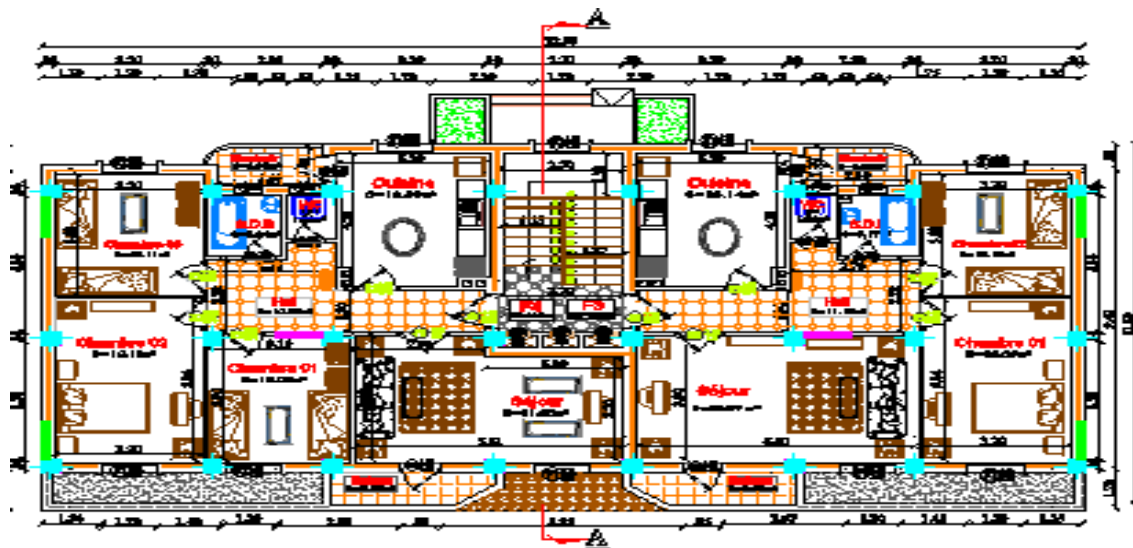
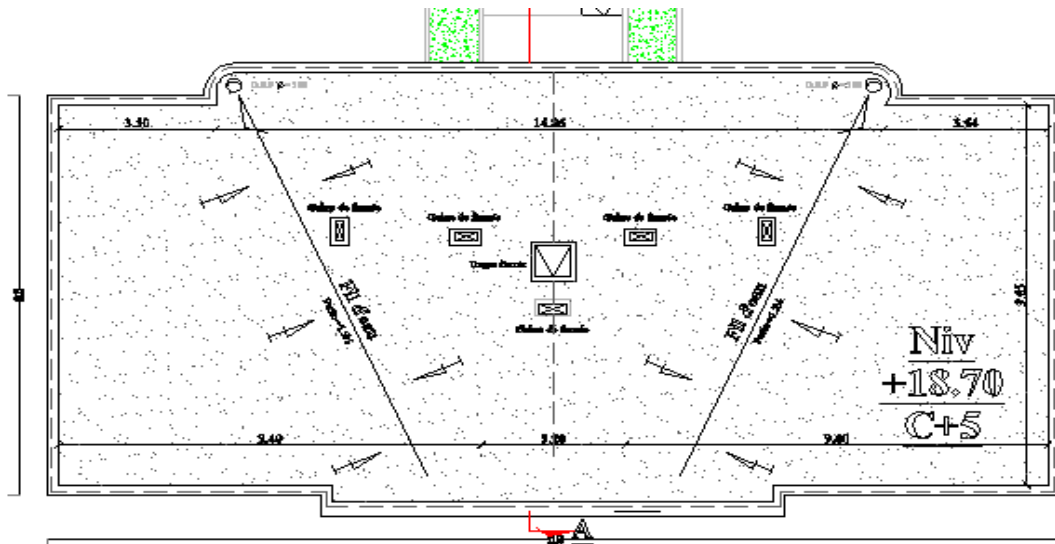


Figure I- 1: plan niveaux RDC de la structure



PLAN ETAGE COURANT

Figure I- 2: plan niveaux étage courant de la structure



PLAN TERRASSE

Figure I- 3: plan niveaux terrasse de la structure

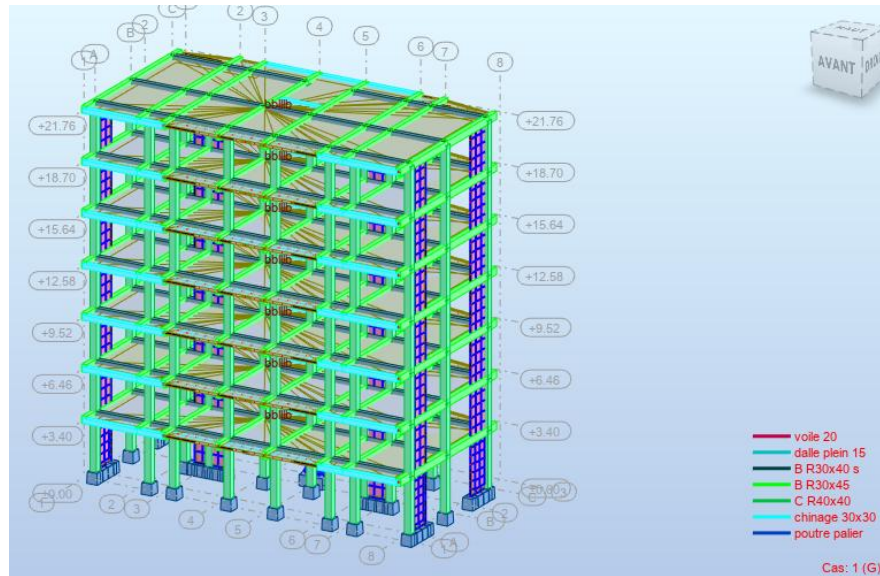


Figure I- 4: la structure en 3D

I.3. Les éléments de l'ouvrage

a) Ossature et contreventement

La structure est protégée par des portiques et renforcée par des voiles conformément au RPA 2024 , afin de garantir la stabilité de l'ensemble face aux actions verticales et horizontales.

b) Planchers

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm.

c) Maçonnerie

Ce sont des murs extérieurs constitués de doubles murs en briques creuses (15 cm ; 10 cm) séparés par un espace de 5 cm.

Les murs intérieurs sont constitués d'un simple parapet en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

d) Escaliers

On a un seul type d'escalier a constitué de deux paliers intermédiaires pour l'accès de 1er étage.

e) Revêtement

- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Revêtement à carrelage pour les plan

- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

f) L'acrotère

Il sera fabriqué avec du béton armé.

g) Terrasse

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

h) Balcons

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

i) Les voiles :

Chaque voile est fabriqué en béton armé.

I.4. Données sismique de la structure

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le RPA 2024 comme une zone de moyenne à élevée sismicité (zone Iv).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- La contrainte admissible du sol $\sigma = 2$ bars.
- Le site est considéré comme meuble (S3).

I.5 -Caractéristique mécanique des matériaux

a. Le béton

Le béton est un composite qui résulte du mélange intime granulats naturels (sables, gravillons), de liants normalisés (ciments artificiels), éventuellement d'adjuvants granulats naturels (sables, gravillons), de liants normalisés (ciments artificiels), et d'eau de mouillage, ces constituants sont dosés de manière à obtenir après durcissement, un produit solide dont les propriétés mécaniques peuvent être très supérieures à celles des roches naturelles.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- Ciment : 350kg de CMEII42.5
- Gravier : 800 litres de 15/25 mm
- Sable : 400 litres de 0/5mm.
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

Classification

En générale le béton peut être classé suivant plusieurs paramètres, à savoir :

La masse volumique(ρ) : En générale peut être classé en 4 groupes :

Béton très lourd $>2500\text{kg/m}^3$

Béton lourd (courant) $1800\text{-}2500\text{kg/m}^3$

Béton léger $500\text{-}1800\text{ kg/m}^3$

Béton très léger $< 500\text{kg/m}^3$

La consistance :

- Béton très consistant.
- Béton consistant.
- Béton plastique.
- Béton fluide.
- Béton très fluide.

L'ouvrabilité :

C'est la qualité d'un béton qui permet sa maniabilité en conservant son homogénéité.

Sur le plan pratique, cela se traduit par la facilité :

- De mise en œuvre dans les coffrages.
- D'enrobage des aciers.
- D'obtention d'un parement brut acceptable, qu'il soit dans le plan horizontal ou vertical.

I.5.1. La résistance du béton

Le béton est défini par deux résistances (résistance à la compression et résistance à la Traction).

a) Résistance caractéristique à la compression : (BAEL 91, Art. 2-1-11)

La valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours est connue sous le nom de résistance caractéristique spécifiée, notée f_{c28} . Pour les sollicitations de moins de 28 jours, on parle de résistance caractéristique f_{cj} .

Selon les règles BAEL, un âge inférieur à 28 jours est recommandé pour un béton non traité thermiquement.

Les éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur sont utilisées pour évaluer la résistance à la compression du béton.

Cette résistance est évaluée à l'aide de la formule f_{cj} :

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \quad \text{Si : } j < 60 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{Si : } j > 60 \text{ jours.}$$

Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} \quad \text{Si : } j < 28 \text{ jours .}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si : } j > 28 \text{ jours .}$$

b) Résistance caractéristique à la traction : [BAEL91 (A.2.1.12)]

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à « j » jours d'âge noté « f_{tj} » est déduite de celle de la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} < 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$

I.5.2. Méthode de calcul :

Grâce à une meilleure compréhension du comportement du matériau béton armé acquise grâce à de nombreux essais menés dans divers pays, les principes des méthodes de calcul ont été profondément modifiés, ce qui a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

Etat limite ultime (ELU) :

Ce qui correspond à la capacité portante maximale de la construction et dont le surplus entraînerait la détérioration de l'édifice. Ces limites sont liées à la frontière. De la stabilité statique de l'édifice. De la solidité d'un des matériaux employés.

La forme des éléments de la construction est stable. [2]

Etat limite de service (ELS) :

Qui constituent les limites au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation de la construction ne sont plus satisfaites.

On est ainsi amené à considérer :

- une limite pour la valeur de la compression du béton.
- une limite pour l'ouverture des fissures.
- une limite pour les déformations des éléments d'une construction. [2]

I.5.3. Déformation et contrainte de calcul :

Etat limite ultime de résistance

On utilise généralement un diagramme conventionnel appelé parabole-rectangle pour calculer l'état limite ultime de résistance du béton, tandis que dans certaines situations, par mesure de simplification, on utilise un diagramme rectangulaire.

Diagramme parabole rectangle (BAEL 91 révisée 99.p80) :

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de ELU (en compression 2 ‰ et 3,5‰).[13]

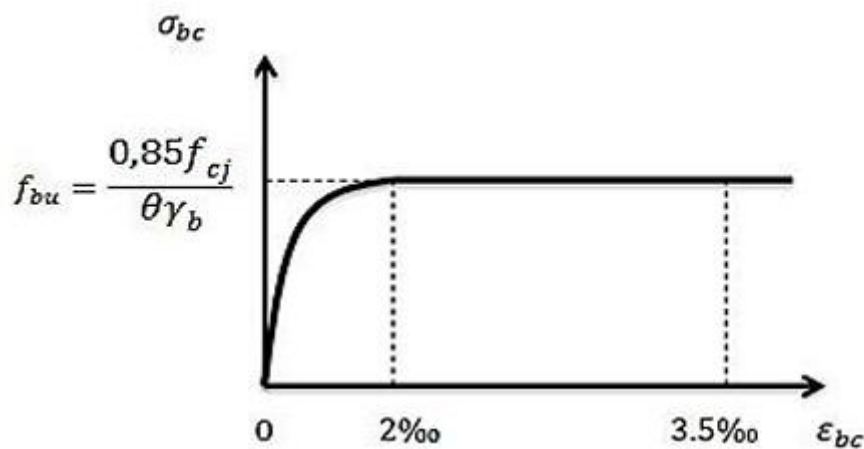


Figure I- 5: Diagramme parabole-rectangle du béton.

ELS : La contrainte de compression du béton a l'ELS (symbole σ_{bc}) est limité à : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{t28}$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Diagramme rectangulaire (BAEL91 révisée 99.p81) :

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.[13]

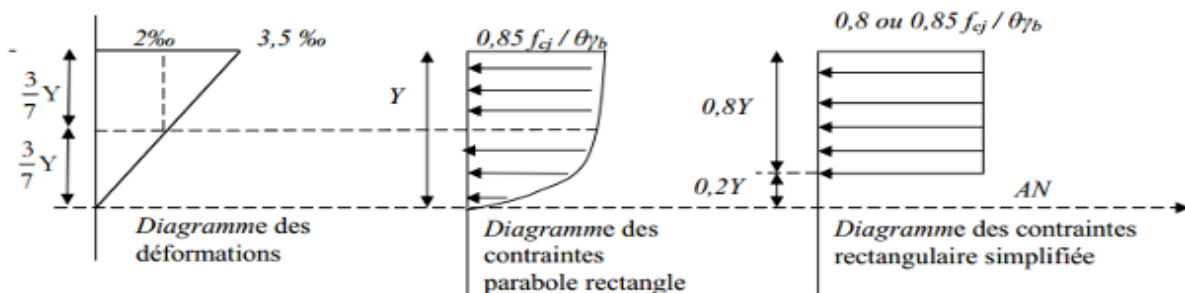


Figure I -6 : Diagrammes déformations – contraintes de béton.

I.5.4. Contrainte limite de cisaillement (Art A – 5.1.21 BAEL91) :

$\tau_u = \text{Min} (0.2 f_{cj} ; 5 \text{ Mpa}) \rightarrow$ Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \text{Min} (0.15 f_{cj} ; 4 \text{ Mpa}) \rightarrow$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La force de cisaillement maximale dans une pièce en béton est calculée en fonction de l'effort tranchant maximal **Tu**.

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec b : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

❖ Déformation longitudinale du béton

• Déformations instantanées

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures on admet à défaut de mesures qu'à l'âge de « j » jour le module de déformation longitudinale instantanée du béton « E_{ij} » est égale $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

Dans notre projet on a :

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

• Déformations différées

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Dans notre projet on a :

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vj} = 10818.9 \text{ Mpa}$$

❖ Coefficient de poisson : (Article A.2.1.3)

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Il est pris égal :

$\nu = 0.0$ (E L U) pour le calcul des sollicitations

$\nu = 0.2$ (E L S) pour le calcul des déformations

b) L'acier

Le matériau acier est composé d'un mélange de Fer et de Carbone en faible quantité.

- Dans la pratique ont utilisé les nuances d'acier suivantes :
- Acier naturel FeE 215, FeE 235.
- Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 600.
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5\text{mm}$.
- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000\text{ Mpa}$

I.5.5. Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\epsilon\%)$: (Article A.2.2.2)

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes : $\gamma_s = 1,15$ cas général.

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaison accidentelles.

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

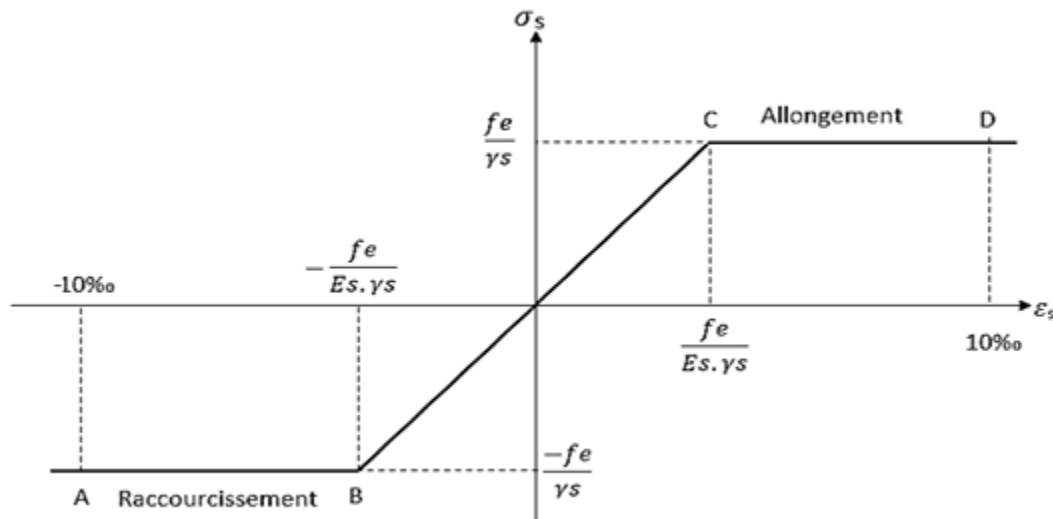


Figure I-7 : Diagramme déformations - contraintes de l'acier

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt[3]{f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt[3]{f_{tj}})$

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1.0$ → Ronds lisses et Treillis soudés.

$\eta = 1.3$ → Haute adhérence pour $\emptyset < 6\text{mm}$.

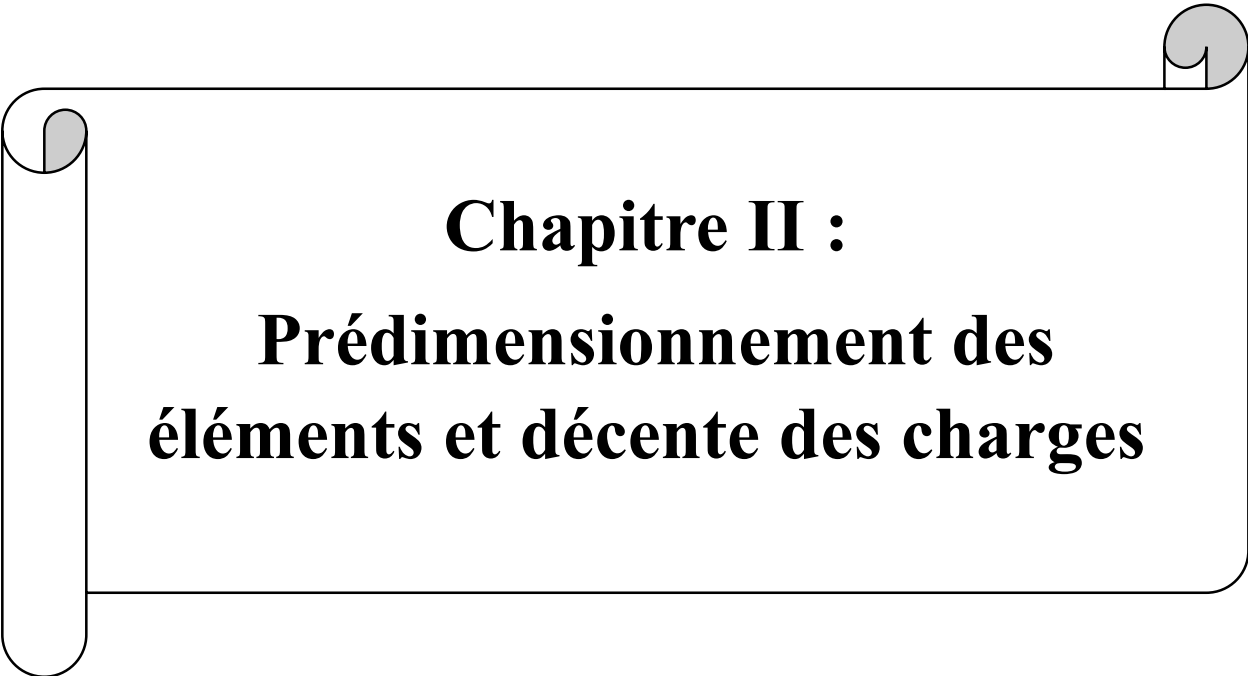
$\eta = 1.6$ → Haute adhérence.

Poids volumique :

Béton armé → $\gamma_b = 25 \text{ KN / m}^3$

Béton non armé → $\gamma_b = 22 \text{ KN / m}^3$

Acier → $\gamma_b = 78,5 \text{ KN / m}^3$

A decorative frame resembling a scroll, with a vertical strip on the left and a horizontal strip on the top, both with rounded ends and small circular details.

Chapitre II :

Prédimensionnement des éléments et décente des charges

I-Introduction :

Le prédimensionnement des éléments (colonnes, poutres, planchers, escaliers, cloisons et voiles) de la structure est une première étape visant à déterminer les dimensions économiques pour éviter l'ajout supplémentaire d'acier et de béton.

En respectant les prescriptions des RPA2024 , CBA93 et du BAEL 91.

II-1-Pré dimensionnement des planchers :

A- Plancher à corps creux (figure II-1) :

Ce types de planches se trouve au niveau de tous les étage, elle doit déterminée par l'épaisseur des poutrelles, pour le pré dimensionnement on va utiliser la hauteur des poutrelles qui donnée par la formule empiriques de BEAL91 (article 6.8.4.2.4) suivante:

$$H_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} = \frac{430}{22.5} = 19.11\text{cm}$$

D'après le plan donné en remarque que le sens principale de la structure et le sens (y-y) grand porté, donc $L_{max} = 430$ cm.

Alors : $h_t = 19.11\text{cm} (16+4)$

Ont adopté la hauteur du plancher $h_t = 19.11$ cm (16+4) tel que 4 cm est l'épaisseur de la dalle de compression.

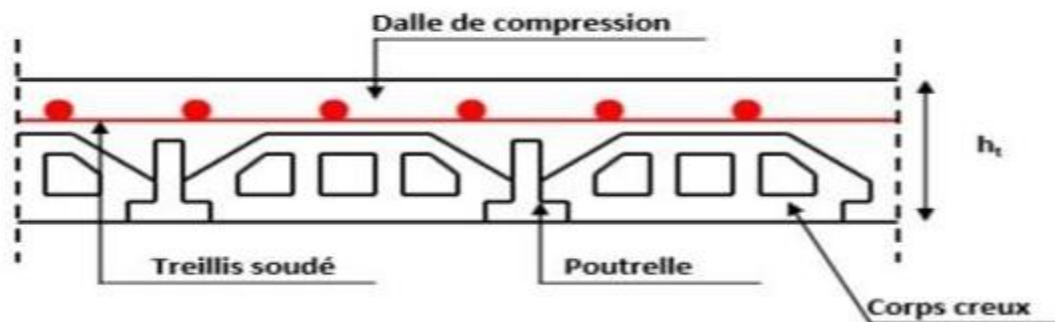


Figure II- 1: Coupe verticale du plancher en corps creux.

B-Plancher en dalle pleine :

Les dalles assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

Leur pré-dimensionnement est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisant.

a- Résistance au feu :

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe de feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe de feu.

$e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe feu.

b- Isolation phonique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher e_p doit être au moins à 12 cm d'après RPA2024 donc on adopte : $e_p = 16 \text{ cm}$.

c- Résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur deux appuis (balcon) : $L x / 35 \leq e \leq L x / 30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L x / 50 \leq e \leq L x / 40$

Lx : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

II-2-Prédimensionnement des voiles : (R.P.A.2024.)

Les voiles sont des éléments rigides en béton armée destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Il est largement utilisé actuellement la méthode de contreventement avec des voiles en béton armé ; fréquemment, ces voiles, placées transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, jouent également le rôle de transmission des charges verticales, sans nécessiter de renforcer les voiles par des poteaux.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm.

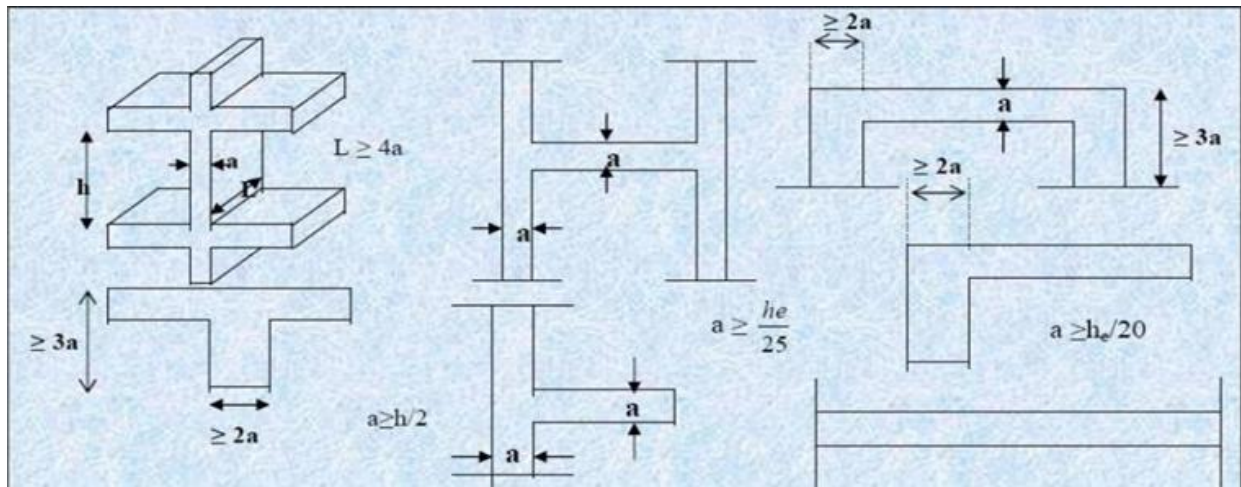


Figure II.2: coupes de voiles en plan

Est justifié par l'article 7.7.1 de RPA 2024 :

$$l_w \geq \max (h_e / 3 ; 4b_w ; 1m)$$

Où :

l_w représente la longueur du voile. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

L'épaisseur minimale (b_w) doit respecter la condition suivante :

$$b_w \geq \max (15 \text{ cm} , h_e / 20)$$

$$b_w \geq \max (15 \text{ cm} , 306 / 20) :$$

$\max (15 \text{ cm} , 15.30 \text{ cm})$ Donc on prend l'épaisseur des voiles de contreventements : **$b_w = 20 \text{ cm}$**

II-3-Pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place.

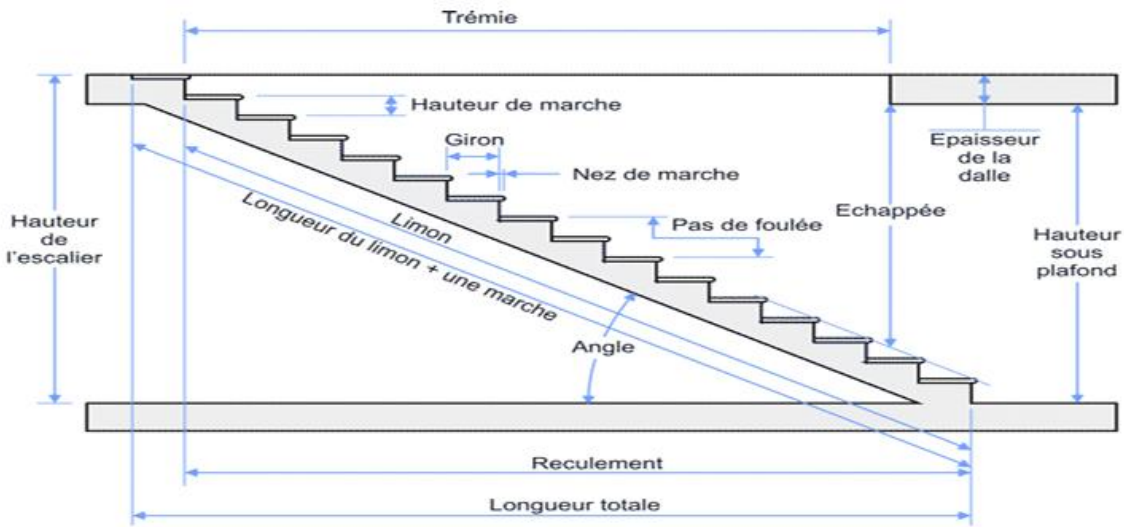


Figure II- 3: Schéma d'escalier

❖ Caractéristique technique

Pour étage courant

Hauteur d'étage : $H = 3.06 \text{ m}$

Giron : $g = 30 \text{ cm}$

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

On a: $59 \text{ cm} < 2h + g < 66 \text{ cm}$ donc : $14,5 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm}$

h : varié de 14 cm à 20 cm .

g : varié de 22 cm à 33 cm .

Pour : $h = 17 \text{ cm}$

Nombre de contre marche :

$$N = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

Il y a deux volées, on aura 18 contre marche, Donc : il y a 9 contre marches dans chaque volée.

Nombre des marches dans chaque volée

$$n = N - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

Paillasse

$$\tan \alpha = h' / L'$$

$$h' = N \times h \rightarrow h' = 9 \times 17 \rightarrow h' = 1,53 \text{ m}$$

$$L' = (n - 1) \times g \rightarrow L' = (9 - 1) \times 30 \rightarrow L' = 2,4 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = 1,53 / 2,4 \quad \alpha = 32,52^\circ$$

$$\text{La longueur de volée est : } L = h' / \sin \alpha \rightarrow L = 2,85 \text{ m}$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse est : } 285/30 \leq e \leq 285/20 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

II-4-Descente des charges :

A-Introduction :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

B- Les planchers :

B-1-Plancher terrasse :

La terrasse comprend une partie accessible et une partie inaccessible, et elle est construite avec un sol à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente qui facilitent l'évacuation des eaux pluviales.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle en corps creux	16+4	1360	285.6
6-Enduit plâtre	2	1000	20
7-Couche de papier kraft	/	/	1
8-couche de par vapeur	0.8	1200	10

Tableau II- 1: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

La charge permanente **G** = 642,6 Kg/m²

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) **Q** =100 Kg/m²

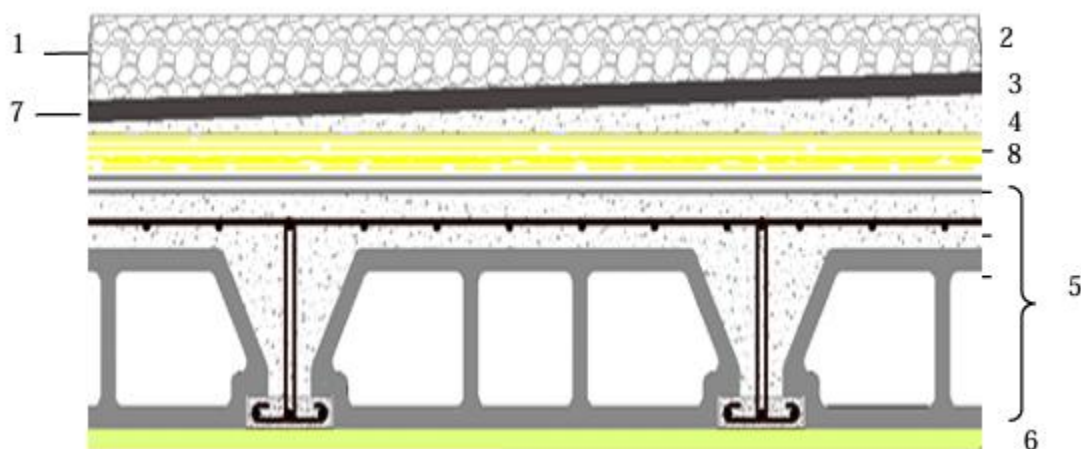


Figure II- 4: Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle en corps creux	15	2500	375
6-Enduit plâtre	2	1000	20

Tableau II- 2: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.

La charge permanente $G = 642,6 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$

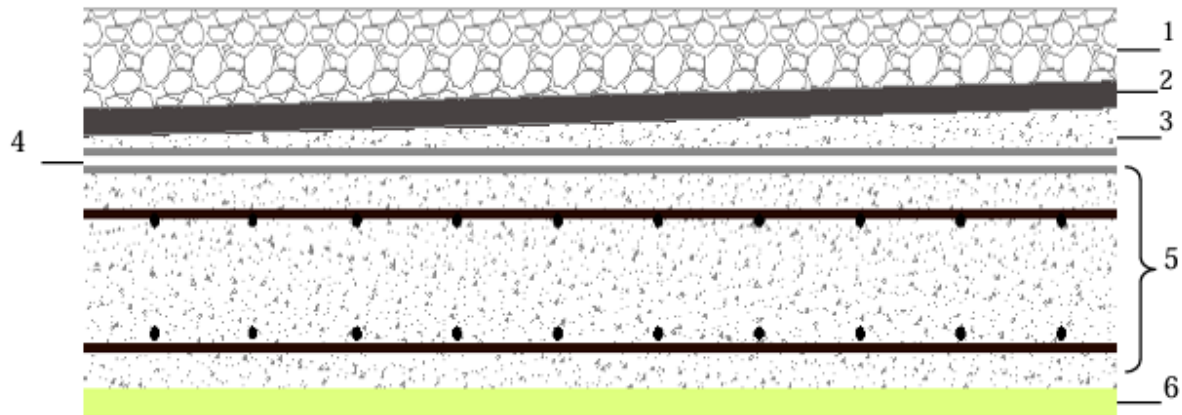


Figure II- 5: Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

B-2-Plancher étages courant :

Les plancher des étages courants sont en corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m^3)	G (Kg/m^2)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lite de sable	3	1800	54
4-Dalle en corps creux	16+4	1360	285.6
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-Cloison de séparation	10	1000	100

Tableau II- 3: Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

La charge permanente $G = 563,6 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (chambres) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (hall de circulation) $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (balcon) $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

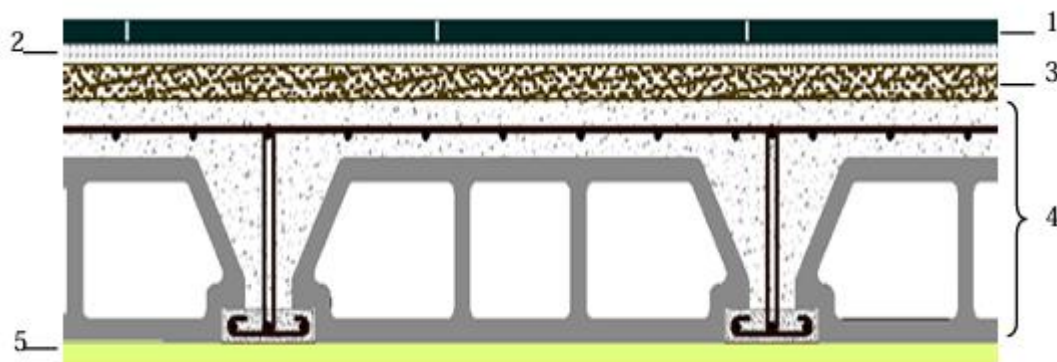


Figure II- 6: Coupe plancher étage courant

C-Mur extérieur (double cloison)

Matériaux	Epaisseur	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Brique creuse	25	900	225
2-Mortier de ciment	4	2000	80
Total			305

Tableau II- 4: Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur

La charge permanente (niveau RDC et 1ère étage) $G = 305 \times (0,00-0,4) = 1277,96 \text{ Kg/m}$

La charge permanente (niveau étage courant) $G = 305 \times (3,06-0,4) = 811,3 \text{ Kg/m}$

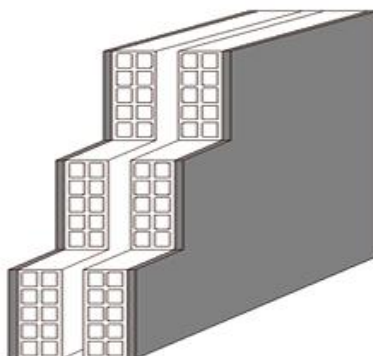


Figure II- 7: Mur extérieur

D- Murs intérieurs (simple cloison) :

Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (Kg /m ³)	Poids surfacique (Kg /m ²)
Enduit en ciment extérieurs	0.02	2000	40
Brique creuse	0.10	900	90
Enduit en ciment intérieur	0.02	1400	28
Total			158

Tableau II- 5: Charge permanente du mur double cloison.

La charge permanente (niveau RDC et 1^{ère} étage) $G = 158 \times (0,00-0,4) = 662,02 \text{ Kg/m}$

La charge permanente (niveau étage courant) $G = 158 \times (3,06-0,4) = 420,28 \text{ Kg/m}$

La charge permanente (niveau étage courant : balcon) $G = 158 \times 1,5 = 237 \text{ Kg/m}$

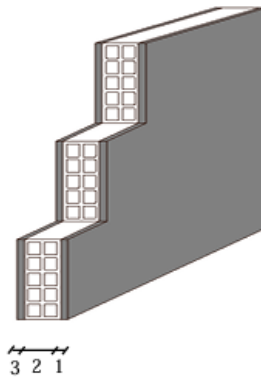


Figure II- 8: Mur simple cloison

E-L'acrotère :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2} \right) = 0.069 \text{ m}^2$$

$$P = 0,069 \times 2500 = 172,5 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Enduit : } ep \text{ 2cm} = 0,02 \times 2000 \times 0.6 \times 2 = 48 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge permanente : } G = 195 + 48 = 243 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ Kg/ml}$$

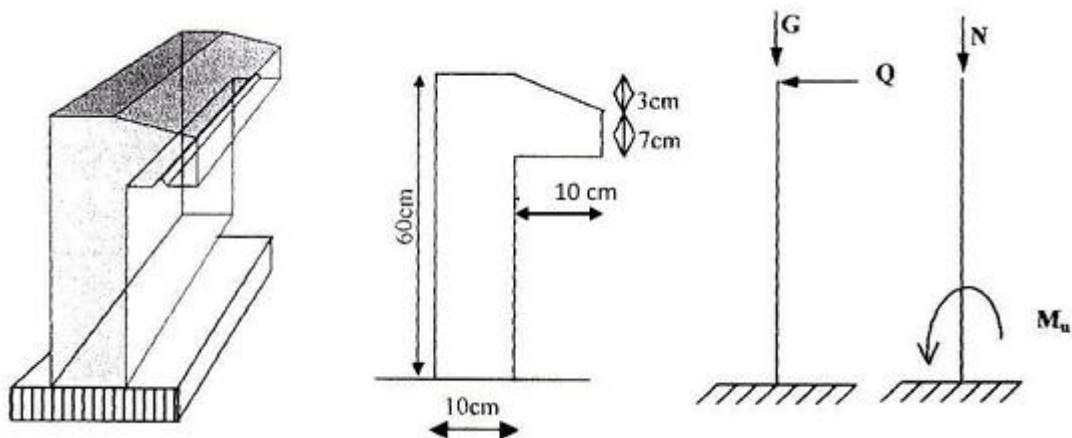


Figure.II.9 : Dimension de l'acrotère.

F-Les balcons :

Matériaux	Epaisseur	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	15	2500	375
5-Enduit ciment	2	2000	40

Tableau II- 6: Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon

La charge permanente $G = 573 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

K- L'escalier

K-1-Palier :

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	15	2500	375
5-Enduit ciment	2	2000	40

Tableau II- 7: Evaluation des charges permanentes de palier

La charge permanente **G** = 573 Kg/m²

La charge d'exploitation **Q** = 250 Kg/m²

K-2-Paillasse :

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Marche	17	2200	(0,17/2) × 2200 = 187
5-Paillasse	15	2500	(2500 × 0.15) / cos 32.19 = 444.73
6-Enduit ciment	2	2000	40
7-Gardes corps	/	/	20

Tableau II- 8: Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC et 1ère étage

La charge permanente **G** = 849,73 Kg/m²

La charge d'exploitation **Q** = 250 Kg/m²

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Marche	17	2200	(0,17/2) × 2200 = 187
5-Paillasse	15	2500	(2500 × 0.15) / cos 32.19 = 444.73
6-Enduit ciment	2	2000	40
7-Gardes corps	/	/	20

Tableau II- 9: Evaluation des charges permanentes de Paillasse Niveau étage courant

La charge permanente **G** = 849,73 Kg/m²

La charge d'exploitation **Q** = 250 Kg/m²

II.5. Pré-dimensionnement des poutres :

II.5.1. Introduction

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place supportant les charges et surcharges. Leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91** et vérifie les dimensions données par le **RPA Version 2024**.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

$$\text{D'après le BAEL91 : } \begin{cases} \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \\ 0.3h < b < 0.7h \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L : \text{travée de la poutre} \\ H : \text{hauteur de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \end{cases}$$

Vérifications :

$$\text{D'après le RPA99 (version2024) [article7.5.1 P113] : } \begin{cases} b \geq 25 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq (1.5h + b_c) \end{cases}$$

II.5.1.1. Poutre principale:

Selon le BAEL 91 on a : $L = 4.60\text{m}$

$$\text{Hauteur : } \frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10}$$

$$30.66\text{cm} \leq h \leq 46\text{cm} \quad \text{on prend } h = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Largeur : } 0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45$$

$$13.5\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm} \quad \text{on prend } b = 30\text{ cm}$$

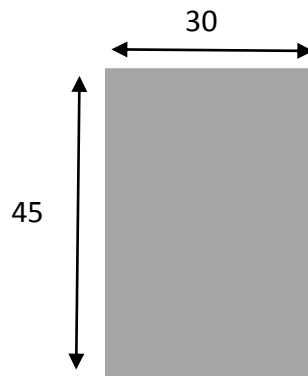


Figure II- 10: Section de la poutre principale

Vérifications selon le **RPA version 2024**[article 7.5.1 P113] :

$$b = 30\text{cm} \quad \rightarrow \quad b \geq 25 \quad \text{vérifié}$$

$$h = 45\text{cm} \quad \rightarrow \quad h \geq 30 \quad \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5\text{cm} \quad \rightarrow \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{vérifié}$$

II.5.1.2. Poutre secondaires:

Selon le BAEL 91 on a : $L = 3.50\text{m}$

$$\text{Hauteur : } \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10}$$

$$23.33\text{cm} \leq h \leq 35\text{cm} \quad \text{on prend } h = 40\text{cm}$$

$$\text{Largeur : } 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \quad \text{on prend } b = 30\text{ cm}$$

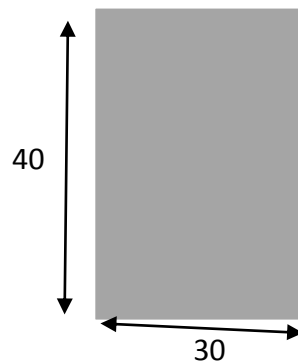


Figure II- 11: Section de la poutre secondaires

Vérifications selon le **RPA version 2024**[article 7.5.1 P113]:

$b = 30\text{cm} \rightarrow b \geq 25$ vérifié

$h = 35\text{cm} \rightarrow h \geq 30$ vérifié

$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16\text{cm} \rightarrow \frac{h}{b} \leq 4$ vérifié

Finalement

Poutres principales : $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

II-6-Pré dimensionnement des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux leurs rôles c'est de reprendre les charges verticales, et horizontales et les transmettent aux fondations.

Selon les règles BAEL 91, (article B.8.4.1), l'effort normal ultime N_u agissant dans le poteau.

Doit vérifier que :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right)$$

A_s : La section d'acier minimale.

F_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400 \text{ Mpa}$

B_r : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

$$B_r = (a-2)(b-2) \dots \dots \dots \text{cm}^2$$

F_{c28} : résistance à la compression de béton $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_b = 1.5$$

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central)

Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux poteaux, voiles, etc.

- Vérification de la section des éléments porteurs.

Les charges réglementaires :

✓ Charges permanentes :

Le document technique réglementaire DTR B.C.2.2. Dit que la charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs. On a un seul type de poteaux (30×35) cm² c'est le poteau central le plus sollicité.

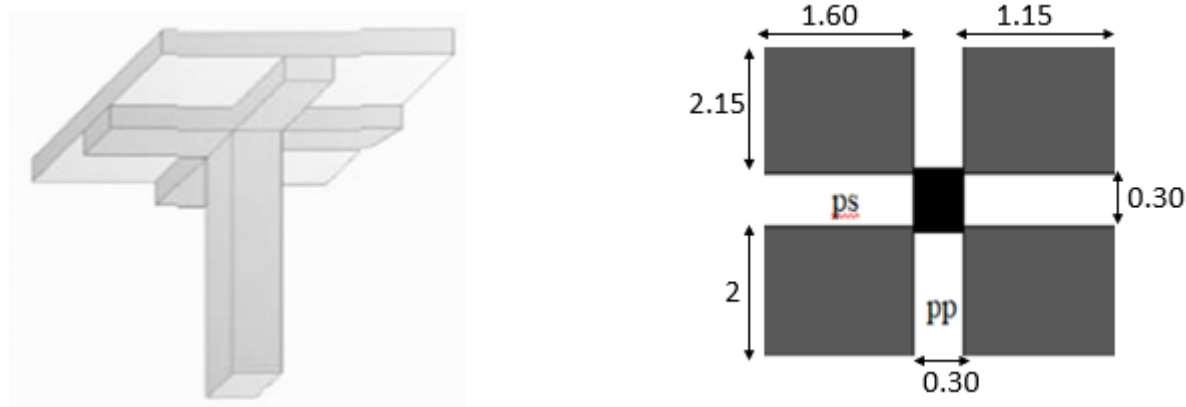


Figure.II.12 : section du poteau centrale le plus sollicité.

Niveau	Elément	h(m)	b(m)	H(m)	L(m)	Poids d'élément (KN/m ²)	G (KN)
21.76	Poteaux	/	/	/	/	/	/
21.76	Plancher terrasse	4.15	2.75	/	/	6.30	71.89
21.76	Poutre principale	0.45	0.3	/	4.15	25	14
21.76	Poutre secondaire	0.35	0.3	/	2.75	25	7.21
Total	93.11						
18.7	Poteaux	0.3	0.3	/	3.06	25	6.88
18.7	Plancher terrasse	4.15	2.75	/	/	5.52	62.99
18.7	Poutre principale	0.45	0.3	/	4.15	25	14
18.7	Poutre secondaire	0.35	0.3	/	2.75	25	7.21
Total	91.08						
15.64	Poteaux	0.3	0.3	/	3.06	25	6.88

15.64	Plancher terrasse	4.15	2.75	/	/	5.52	62.99
15.64	Poutre principale	0.45	0.3	/	4.15	25	14
15.64	Poutre secondaire	0.35	0.3	/	2.75	25	7.21
Total	91.08						
12.58	Poteaux	0.3	0.3	/	3.06	25	6.88
12.58	Plancher terrasse	4.15	2.75	/	/	5.52	62.99
12.58	Poutre principale	0.45	0.3	/	4.15	25	14
12.58	Poutre secondaire	0.35	0.3	/	2.75	25	7.21
Total	91.08						
9.52	Poteaux	0.3	0.3	/	3.06	25	6.88
9.52	Plancher terrasse	4.15	2.75	/	/	5.52	62.99
9.52	Poutre principale	0.45	0.3	/	4.15	25	14
9.52	Poutre secondaire	0.35	0.3	/	2.75	25	7.21
Total	91.08						
6.46	Poteaux	0.3	0.3	/	3.06	25	6.88
6.46	Plancher terrasse	4.15	2.75	/	/	5.52	62.99
6.46	Poutre principale	0.45	0.3	/	4.15	25	14
6.46	Poutre secondaire	0.35	0.3	/	2.75	25	7.21
Total	91.08						
RDC	Poteaux	0.3	0.3	3.4	/	25	7.65
RDC	Plancher terrasse	4.15	2.75	/	/	5.52	62.99
RDC	Poutre principale	0.45	0.3	/	4.15	25	14
RDC	Poutre secondaire	0.35	0.3	/	2.75	25	7.21
Total	91.85						
G = 640.36 KN							

Tableau II.10 : Descente charges sur poteau centrale.

✓ **Charge d'exploitation :**

D'après le document technique réglementaire DTR B.C.2.2. Les charges d'exploitation sont définies comme celle qui résulte de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux des équipements fixe.

Les valeurs des charges d'exploitation sont en fonction :

- Des surfaces auxquelles elles sont appliquées. Des dégressions horizontales ou verticales retenues liées aux types et caractères des charges en cause.
- De leur mode de prise en compte etc.....

✓ **Loi de dégression :**

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes, les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planches sont prises sans abattement.

- Coefficient de dégression des charges :

Le 6^{ème} étage : Q_0

Le 5^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Le 3^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Le 2^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Le 1^{ère} étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

RDC : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Niveau	Q (KN/m ²)	Surface de plancher (m ²)	$Q_s = Q \times S$	Coefficient	$\sum Q_s = N \times \text{coeff (KN)}$
6 ^{ème} étage	1.5	11.41	17.11	1	17.11
5 ^{ème} étage	1.5	11.41	17.11	1	11.41+17.11=28.52
4 ^{ème} étage	1.5	11.41	17.11	0.95	11.41+0.95(2*17.11)
3 ^{ème} étage	1.5	11.41	17.11	0.90	11.41+0.90(3*17.11)
2 ^{ème} étage	1.5	11.41	17.11	0.85	11.41+0.85(4*17.11)
1 ^{ère} étage	1.5	11.41	17.11	0.80	11.41+0.80(5*17.11)
RDC	1.5	11.41	17.11	0.75	11.41+0.75(6*17.11)
Q = 385 KN					

Tableau II.11 : Loi de dégression des charges.

Vérification du poteau le plus sollicité « poteau central » :

D'après le CBA 93, il faut vérifier que:

$$N_u \leq N_{résist}$$

✓ **La combinaison des charges:**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = (1,35 \times 640.36) + (1,5 \times 385) = 1441.98 \text{ KN} = 1,441 \text{ MN}$$

✓ **Vérification du flambement :**

On doit vérifier que $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}; i = \sqrt{\frac{I}{B}} \rightarrow l_f = 0.7h \dots\dots\dots \text{(Cas des bâtiments)}$$

Avec :

l_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie du poteau.

B : l'aire du poteau.

$$\text{Pour une section carrée : } B_1 = b_1 \times h_1 = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$B_2 = b_2 \times h_2 = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

RDC

$$H_{e1} = 3.4 \text{ m} \rightarrow l_{f1} = 0.7 \times 3.4 = 238 \text{ cm}$$

$$H_{e2} = 3.06 \text{ m} \rightarrow l_{f2} = 0.7 \times 3.06 = 214.2 \text{ cm}$$

ETAGE

$$I_1 = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333 \text{ cm}^2$$

$$I_2 = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \sqrt{\frac{213333}{1600}} = 11.54 \text{ cm}$$

$$I_2 = \sqrt{\frac{67500}{900}} = 8.66 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \frac{238}{11.54} = 20.62 < 50 \rightarrow \text{ne pas de risque flambement.}$$

$$\lambda_2 = \frac{214.2}{8.66} = 24.73 < 50 \rightarrow \text{ne pas de risque flambement.}$$

✓ **Condition de stabilité de forme:**

D'après le règlement CBA 93 (art B.8.4.1) on a la section du poteau est donné par

$$N_{\text{resist}} \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{28}}{0.9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A f_e}{\gamma_s} \right)$$

α : Coefficient réducteur en fonction de l'élancement.

B_r : L'aire du poteau réduit.

Avec:

RDC

$$b_1 = 0,40\text{cm} ; h_1 = 0,40\text{cm} ; H = 3,4\text{cm}$$

$$B_{r1} = (b-2) \times (h-2)$$

$$\rightarrow B_r = (40-2) \times (40-2) = 1444\text{cm}^2$$

$$\lambda < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{20.62}{35}\right)^2} = 0.795$$

$$\text{On prend } A_s = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{resist}} \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{28}}{0.9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A f_e}{\gamma_s} \right)$$

$f_{c\ 28}$: Résistance à la compression de béton à 28 jours = 25 Mpa

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400 Mpa

γ_b : Coefficient de sécurité, dans le cas général = 1,5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, dans le cas général = 1,15

$$N_{\text{resist}} \leq 0.795 \left(\frac{0.1444 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) + \left(\frac{4.5 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right) = 2.28 \text{ MN}$$

$$N_u = 1.441 \text{ MN} \leq N_{\text{resist}} = 2.28 \text{ MN} \quad (\text{La condition est valide})$$

ETAGE

$$B_2 = 0,30 \text{ cm} ; h_2 = 0,30 \text{ cm} ; H = 3,06 \text{ cm}$$

$$B_{r2} = (b-2) \times (h-2)$$

$$\rightarrow B_r = (30 - 2) \times (30 - 2) = 784 \text{ cm}^2$$

$$\lambda < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{24.73}{35} \right)^2} = 0.773$$

$$\text{On prend } A_s = 4.15 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{resist}} \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{28}}{0.9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A f_e}{\gamma_s} \right)$$

$f_{c\ 28}$: Résistance à la compression de béton à 28 jours = 25 Mpa

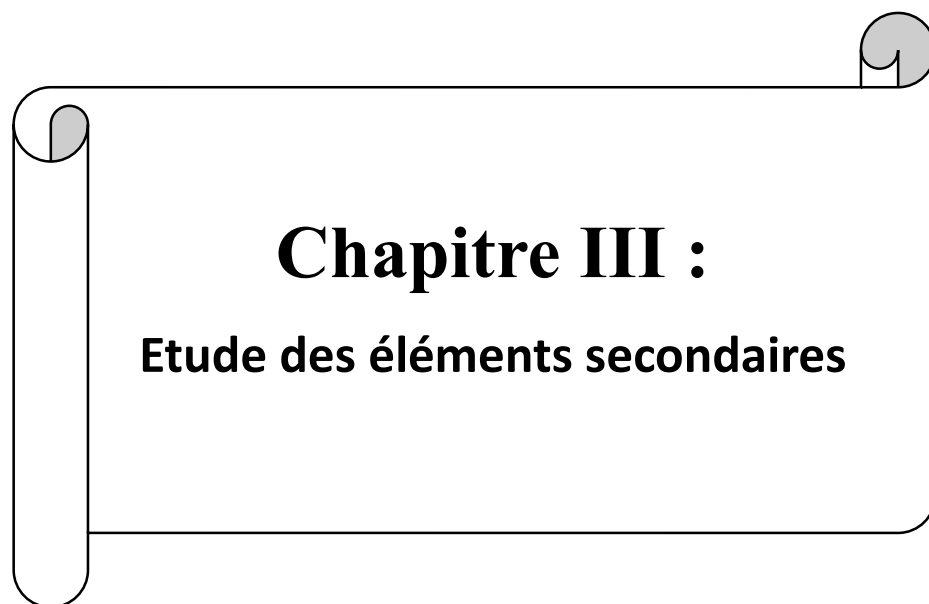
f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400 Mpa

γ_b : Coefficient de sécurité, dans le cas général = 1,5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, dans le cas général = 1,15

$$N_{\text{resist}} \leq 0.773 \left(\frac{0.0784 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) + \left(\frac{4.15 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right) = 1.27 \text{ MN}$$

$$N_u = 1.441 \text{ MN} \leq N_{\text{résist}} = 1.27 \text{ MN} \quad (\text{La condition est valide})$$



III-1-Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne, de la structure.

III.2. L'acrotère :

III.2.1. Introduction:

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse, elle soumise à son poids propre (G) et une charge d'exploitation(Q), elle est assistée à une console encastree. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

Largeur $b = 100\text{cm}$.

Hauteur $H = 60\text{cm}$.

Epaisseur $e = 10\text{cm}$.

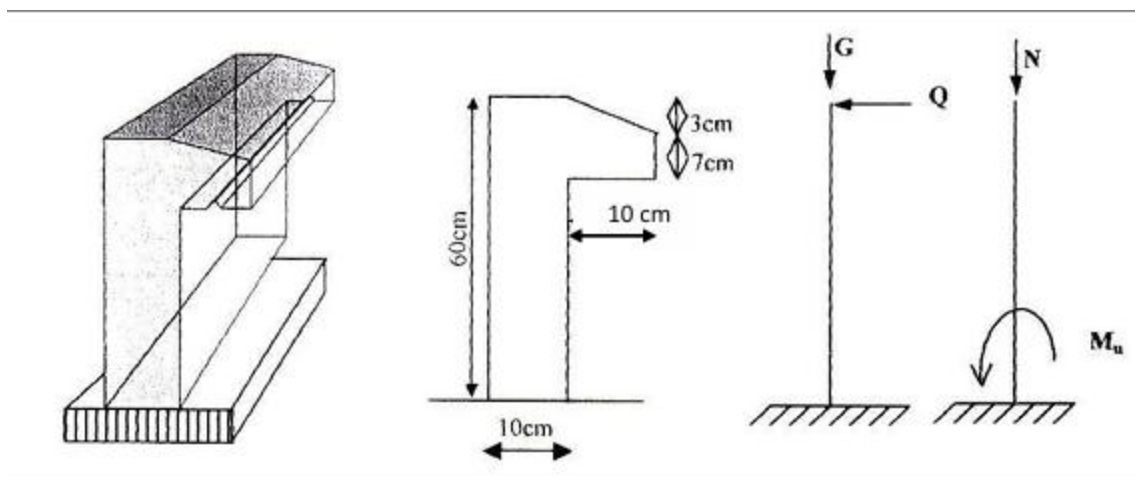


Figure.III.1 : Dimension de l'acrotère.

III.2.2 Vérification au séisme:

D'après le **RPA2024** les forces horizontales de calcul F_p Agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la Formule :

$$F_p = (A \cdot I \cdot S) \cdot C_p \cdot (1 + (3 + h)/H) \cdot W_p$$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (3.2) du **RPA** suivant la zone Sismique

(zone IV) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2)

I : Coefficient d'importance Tableau (3.10)

S: Coefficient de site Tableaux (3.3) & (3.4)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 Tableau (6.1)

W_p : Poids de l'élément considère

H : Hauteur totale du bâtiment a partir de la base

h₂ : Hauteur, du niveau "k", a partir de la base

D'où : $F_p = (0.20 \times 1 \times 1.30) \times 0.8 \times (1 + \frac{3+0.60}{21.76}) \times 1.69$ donc : $F_p = 0.36 \text{ KN/ml}$

Les charges :

- Poids propre de l'acrotère : $G = 1.725 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- Force sismique : $F_p = 0.36 \text{ KN/ml}$

Sollicitations :

G : Crée un effort normal : $N_G = G = 1.72 \text{ KN/ml}$

Crée un Moment : $M_G = 0$

Q : Crée un effort normal : $N_Q = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

F_p : Crée un effort normal : $N_{F_p} = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_{F_p} = F_p \cdot h = 0.36 \times 0.6 = 0.95 \text{ KN.m}$

$Q = \max \{F_q, F_p\} \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/ml}$.

- **Calcul à l'ELU :**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1.712 = 2.31 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times h \times M_Q = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1,5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

- **Calcul à l'ELS :**

$$N_s = G = 1.712 \text{ KN}$$

$$T_s = Q = 1 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN}$$

III.2.3. Ferrailage :

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec :

$$h = 10 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm} \quad d' = 2 \text{ cm}$$

a) Calcul des armatures a L'ELU :

- **Calcul de l'excentricité :**

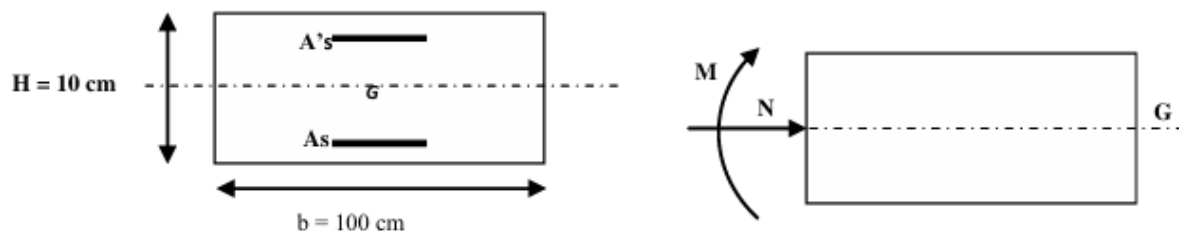
$$e_u = M_u / N_u = 0.9 / 2.322 = 0.38 \text{ m}$$

$$h/2 - d' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow e_u = 38 \text{ cm} > h/2 - d' = 3 \text{ cm}$$

- **Calcul en flexion simple:**

$$e_A = e_0 + (h/2 - d') = 0.38 + (0.1/2 - 0.02) = 0.41 \text{ m}$$

$$M_f = N_u \times e_A = 2.31 \times 0.41 = 0.95 \text{ KN.m}$$



• **Calcul du Moment réduit:**

$$\mu_{bu} = \frac{Mf}{\sigma \times b \times d^2}$$

$$\sigma = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.95 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.08^2} = 0.010$$

• **Calcul des moments réduit limite:**

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{Mf}{M_s} = \frac{0.95}{0.6} = 1.58$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.58 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0.36$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \quad \text{Alors} \quad A' = 0 \quad (\text{pas d'armature comprimée})$$

$$\mu_{bu} < 0.275 \quad \text{on utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d (1 - 0.4 \times \mu_{bu}) = 0.08 (1 - 0.4 \times 0.010)$$

$$Z_b = 0.079$$

• **Armatures fictive:**

$$A = \frac{Mf}{(z_b \times f_{ed})}$$

$$\text{En a : } f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{0.95 \times 10}{0.079 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée :**

$$A' = A'_{fs} = 0$$

$$A = A_{fs} - \frac{Nu}{f_{ed}} = 0.35 - \frac{2.31 \times 10}{348} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.28 \text{ cm}^2$$

III.2.4. Vérifications :

- **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99) :**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23 (1 \times 0.08) \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_u < A_{\min}$

Donc le ferrailage se fera avec : $A_{\min}$

Soit $A_s = 4HA8$ avec un espacement $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

III.2.5. Vérifications a l'E.L.U :

- **Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.019 \text{ Mpa} \quad \text{avec } T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.2.6. calcul des armatures a l'E.L.S :

$$N_{\text{ser}} = 1.712 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{br}} = \frac{1}{2} \alpha_1 \left(1 - \frac{\alpha_1}{3} \right) \times b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}^-$$

$$\alpha_1 = \frac{15 \sigma_{bc}^-}{\sigma_s^- + 15 \sigma_{bc}^-}$$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^- = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \quad \text{F.P}$$

$$\sigma_s^- = \min \left(\frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right)$$

$$\sigma_s^- = \min (266.67 , 201.63) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_1 = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.53$$

$$M_{br} = \frac{1}{2} \times 0.53 \times \left(1 - \frac{0.53}{3} \right) \times 1 \times 0.08^2 \times 15 \times 10^3$$

$$M_{br} = 20.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{br} \geq M_{ser} \quad A' = 0$$

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{1 \times (0.08^2) \times 201.63} = 0.00046$$

On applique la méthode simplifiée :

$$Z_{ser} = \frac{15}{16} d \frac{40 \mu_s + 1}{54 \mu_s + 1} = \frac{15}{16} \times 8 \times \frac{(40 \times 0.00046) + 1}{(54 \times 0.00046) + 1} = 7.45 \text{ cm}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_{b1} \times \bar{\sigma}_s} = \frac{0.6 \times 10^3}{7.45 \times 201.63} = 0.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 0.40 \text{ cm}^2$$

• Conclusion de ferrailage :

$$A_s = \max (A_{ser} ; A_u ; A_{min}) = (0.40 ; 0.28 ; 0.966) = 0.966 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA8 (2.01cm²) avec espacement de 25cm

• Armature de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5 \text{ cm}^2$$

On prend 3Ø6 (0.84cm²) avec espacement S_t=15cm²

III-2-7- Vérification a l'ELS :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{0.712} = 0.35 \text{ m} \geq 0.3 \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = ky \quad \text{avec } k = \frac{M_{ser}}{I}$$

On a :

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta (A + A') \times y - \eta (A \cdot d + A' \cdot d') = 0 \quad \text{avec } (A' = 0 \quad \eta = 15)$$

$$\rightarrow 50y^2 + (15 \times 2.01 \times y) - (15 \times 8 \times 2.01) = 0 \quad \rightarrow y = 1.92 \text{ m}$$

$$\rightarrow I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$I = \frac{100(1.92)^3}{3} + 15 \times 2.01 (8 - 1.92)^2 = 1350.47 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.6}{1350.47 \times 10^{-3}} = 4.44 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K.y = 0.0444 \times 19.2 = 0.85 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.v}$$

• **Vérification des contraintes maximales dans l'acier**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \eta \times k \times (d - y) = 15 \times 0.0444 (80 - 19.2) = 40.49 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 40.49 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_s 201.63 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{C.v}$$

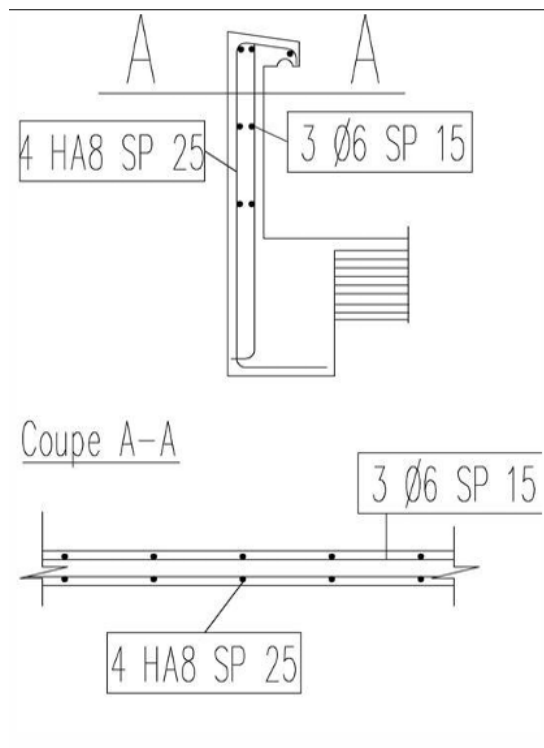


Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3. Les plancher :

A-Introduction:

Les planchers sont des composants horizontaux de l'édifice qui peuvent absorber les charges horizontales. Dans notre structure, nous disposons de deux types de sols :

- Plancher corps creux = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.
- Dalle pleine.

A-1-Méthode de calcul :

Après une analyse des liaisons avec la structure, et une modélisation de la poutre (section, portée) et des actions appliquées on peut être amené à calculer:

- soit une poutre isostatique par le RDM,
- soit une poutre hyperstatique par la méthode forfaitaire ou celle de Caquot.

A-2-étude de poutrelle

Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens où on a plus (critère de continuité) d'appuis car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche. On a

b : largeur totale de compression

h : épaisseur du plancher.

L_x : distance maximale entre nus de deux poutrelles.

L_y : distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires à L_x .

Donc : $0.4h \leq b_0 \leq 0.6h \Rightarrow 8\text{cm} \leq b_0 \leq 12\text{cm}$

On prend : $b_0 = 10\text{ cm}$

$$b = \frac{a-b_0}{2} \leq \min (l_x / 2 ; l_y / 10)$$

$$b = \frac{a-b_0}{2} \leq \min (l_x / 2 ; l_y / 10) + b_0$$

On prend : $b = 65\text{cm}$

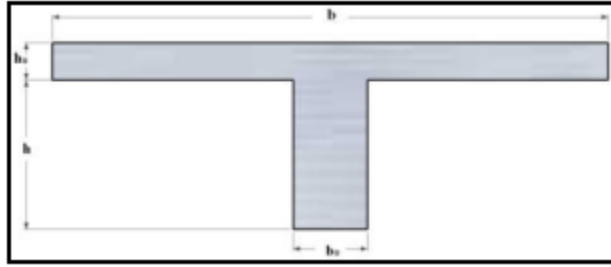


Figure III.3 : Poutrelle en T

A-3-Evaluation des charges

- **Plancher terrasse :**

$$G=6.42 \text{ KN/m}^2 \quad Q= 1 \text{ KN/m}^2$$

- **Plancher étage courant :**

$$G=5.63 \text{ KN/m}^2 \quad Q=1.5 \text{ KN/m}^2$$

On calcule le plancher le plus défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres Planchers des différents niveaux :

Le cas le plus défavorable c'est le cas de terrasse : $G=6.42 \text{ KN/m}^2$ et $Q=1 \text{ KN/m}^2$

A-4-Choix de la méthode de calcul :

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérées comme poutres Continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot

Méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1) $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents Travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{l_n}{l_n + 1} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{l_n}{l_n - 1} \leq 1.25 \end{array} \right.$$

4) Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions vérifiée la méthode forfaitaire applicable

Application :

Plancher terrasse

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 12.84 \text{ KN/m}^2$ condition vérifié.

Plancher Etage courant

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 11.26 \text{ KN/m}^2$ condition vérifié.

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

3) La fissuration est peu préjudiciable

Remarque:

les conditions d'application sont vérifié on utilise la méthode forfaitaire

Méthode forfaitaire

Application de la méthode :

α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanent et d'exploitation ; en valeur non pondérées : $\alpha = Q / G + Q$.

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de compression,

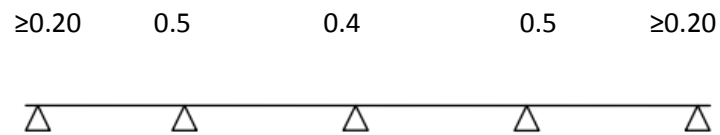
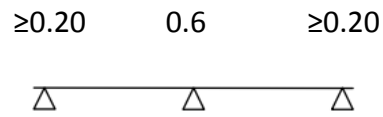
Avec : $M_2 = \frac{q l^2}{8}$

M_w, M_e : Sont des moments sur appuis.

M_t : Moment sur travée avec :

- $M_t \geq \max \{ 1.05 \cdot M_0; (1 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 - (M_w + M_e) / 2 \}$.
- $M_t \geq (1 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 / 2$: dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 / 2$: dans une travée de rive.

Le moment sur appuis à corde de nombre de travée



Calcul de:

E.L.U :

$$M_{u0} = \frac{PuL^2}{8}$$

E.L.S :

$$M_{s0} = \frac{PSL^2}{8}$$

Calcul de l'effort tranchant isostatique :

E.L.U :

$$T_{u0} = \frac{PuL^2}{2}$$

E.L.S :

$$T_{s0} = \frac{PSL^2}{2}$$

L'effort tranchant :

$$V_1 = T_0 + (M_e - M_w) / l.$$

$$V_2 = -T_0 + (M_e - M_w) / l.$$

1- Plancher terrasse :

Charge permanentes : $G = 6.42 \text{ KN / m}^2$

Charge d'exploitations $Q = 1 \text{ KN / m}^2$

Charges sur 0.65 m (distances entre poutrelles) :

$$G = 6.42 \times 0.65 = 4.17 \text{ KN / ml.}$$

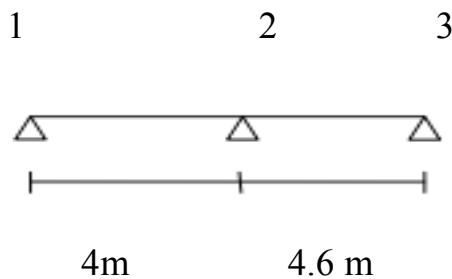
$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN / ml.}$$

Calcul statique :

$$\text{E.L.U : } P_u = 1.35 \times 4.17 + 1.5 \times 0.65 = 6.6 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{E.L.S : } P_s = 4.17 + 0.65 = 4.82 \text{ KN / ml}$$

1^{er} type :



$$0.8 \leq \frac{4}{4.6} \leq 1.25 \quad \text{C V}$$

Donc on utilise la méthode de forfaitaire

ELU :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.65}{4.17+0.65} \rightarrow \alpha = 0.13$$

$$1 + 0.3 \alpha = 1 + 0.3 \times 0.13 = 1.04$$

$$\text{Max (1.05 ; } 1 + 0.3 \times \alpha) = 1.05$$

Calcul les moments en travée et sur appuis à l'ELU.

Moment isostatique :

Travée01 :

$$M_{01} = \frac{PuL^2}{8} = \frac{6.6 \times 4^2}{8} = 13.2 \text{ KN.m}$$

Travée02 :

$$M_{02} = \frac{PuL^2}{8} = \frac{6.6 \times 4.6^2}{8} = 17.46 \text{ KN.m}$$

Les moments des appuis :

$$\text{Appui A : } M_{aA} = 0.2 \times M_{01} = 0.2 \times 13.2 = 2.64 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appui B : } M_{aB} = 0.6 \times \max (M_{01} ; M_{02}) = 0.6 \times 17.46 = 10.47 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appui C : } M_{aC} = 0.2 \times M_{02} = 0.2 \times 17.46 = 3.49 \text{ KN.m}$$

Les moments de la travée :

Travée de rive 01 :

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 / 2$$

$$M_t \geq (1.2 + (0.3 \times 0.14)) \times 13.21 / 2 = 8.19 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \max \{ 1.05 \cdot M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) \times M_0 - (M_w + M_e) / 2 \}.$$

$$\max \{ 1.05 \times 13.2 ; (1 + 0.3 \times 0.14) \times 13.2 - (2.64 + 10.47) / 2 \} = 7.19 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \max \{ 13.86 ; 7.19 \} = 13.86 \text{ KN.m}$$

Travée de rive 02 :

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 / 2$$

$$M_t \geq (1.2 + (0.3 \times 0.14)) \times 17.46 / 2 = 10.84 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \max \{ 1.05 \cdot M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) \times M_0 - (M_w + M_e) / 2 \}.$$

$$\max \{ 1.05 \times 17.46 ; (1 + 0.3 \times 0.14) \times 17.46 - (3.49 + 10.47) / 2 \} = 11.21 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \max \{ 18.33 ; 11.21 \} = 18.33 \text{ KN.m}$$

Travée	01		02
L (m)	4		4.6
M0u(KN.m)	13.2		17.46
Appui	01	02	03
Coef. Forfaitaire	0.2	0.6	0.2
MA (KN.m)	2.64	10.47	3.49
Mt (KN.m)	13.86		18.33
Mt (T.de rive)	8.19		10.84
Mt (resultant)	13.86		18.33

Tableau III .1 : Les valeurs des moments en travée et sur appuis à l'ELU

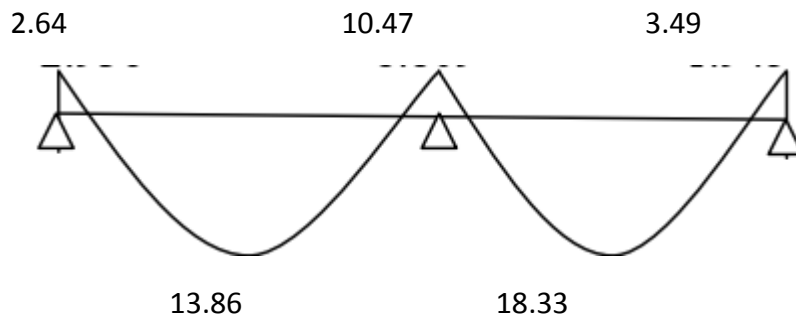


Figure III.4 : Diagramme les moments en travée et sur appuis à l'ELU

Calcul de l'effort tranchant

E.L.U :

$$T0u = \frac{PL}{2} = 13.2 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$T0s = \frac{PL}{2} = 15.18 \text{ KN}$$

$$V1 = T0 + (Me - Mw)$$

$$V2 = -T0 + (Me - Mw)$$

Section	Me(KN.m)	Mw(KN.m)	T0(KN)	L(m)	V1(KN)	V2
1-2	2.64	10.47	13.2	4	5.37	-21.03
2-3	10.47	3.49	15.18	4.6	22.16	- 8.2

Tableau III.2 :Les valeurs de l'effort tranchant sur appuis à l'ELU

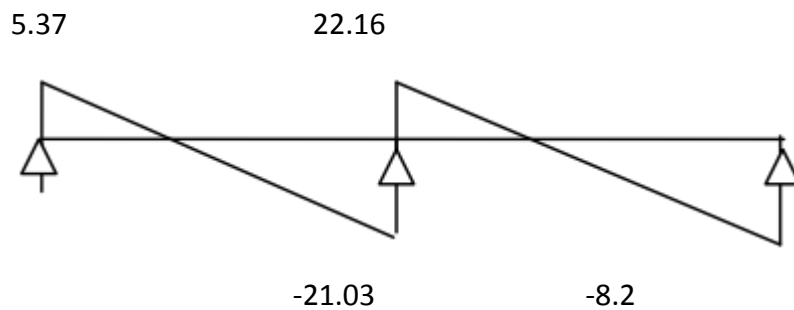


Figure III.5 : Diagramme des efforts tranchants A'ELU

Calcul les moments en travée et sur appuis à l'ELS.

Moment isostatique :

Travée 01 :

$$M_{01} = \frac{P_s L_1^2}{8} = \frac{4.82 \times 4^2}{8} = 9.64 \text{ KN.m}$$

Travée 02 :

$$M_{02} = \frac{P_s L_2^2}{8} = \frac{4.82 \times 4.6^2}{8} = 12.75 \text{ KN.m}$$

Les moments des appuis :

$$\text{Appui A : } M_{aA} = 0.2 \times M_{01} = 0.2 \times 9.64 = 1.92 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appui B : } M_{aB} = 0.6 \times \max (M_{01} ; M_{02}) = 0.6 \times 12.75 = 7.65 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appui C : } M_{aC} = 0.2 \times M_{02} = 0.2 \times 12.75 = 2.55 \text{ KN.m}$$

Les moments de la travée :

Travée de rive 01 :

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 / 2$$

$$M_t \geq (1.2 + (0.3 \times 0.14)) \times 9.64 / 2 = 5.98 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \max \{ 1.05 \cdot M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) \times M_0 - (M_w + M_e) / 2 \}.$$

$$\max \{ 1.05 \times 9.64 ; (1 + 0.3 \times 0.14) \times 9.64 - (1.92 + 7.65) / 2 \} = 7.19 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \max \{ 10.12 ; 5.25 \} = 10.12 \text{ KN.m}$$

Travée de rive 02 :

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 / 2$$

$$M_t \geq (1.2 + (0.3 \times 0.14)) \times 12.75 / 2 = 7.91 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \max \{ 1.05 \cdot M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) \times M_0 - (M_w + M_e) / 2 \}.$$

$$\max \{ 1.05 \times 12.75 ; (1 + 0.3 \times 0.14) \times 12.75 - (2.55 + 7.65) / 2 \} = 8.18 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \max \{ 13.38 ; 8.18 \} = 13.38 \text{ KN.m}$$

Travée	01		02
L (m)	4		4.6
M0u(KN.m)	9.64		12.75
Appui	01	02	03
Coef. Forfaitaire	0.2	0.6	0.2
MA (KN.m)	1.92	7.65	2.55
Mt (KN.m)	10.12		13.38
Mt (T.de rive)	7.19		8.18
Mt (resultant)	10.12		13.38

Tableau III.3: Les valeurs des moments en travée et sur appuis à l'ELS

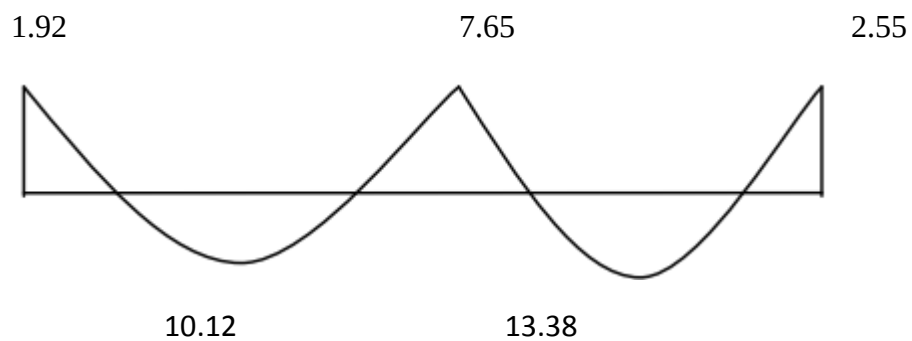


Figure III .6 : Diagramme les moments en travée et sur appuis à l'ELS

Calcul de l'effort tranchant

E.L.U :

$$T_{0u} = \frac{PL}{2} = 9.64 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$T_{0s} = \frac{PL}{2} = 11.08 \text{ KN}$$

$$V_1 = T_0 + (M_e - M_w)$$

$$V_2 = -T_0 + (M_e - M_w)$$

Tableau III.4 : Les valeurs de l'effort tranchant sur appuis à l'ELS

Section	$M_e(\text{KN.m})$	$M_w(\text{KN.m})$	$T_0(\text{KN})$	L (m)	$V_1(\text{KN})$	$V_2(\text{KN})$
1-2	1.92	7.65	9.64	4	3.91	-15.37
2-3	7.65	2.55	11.08	4.6	16.18	-5.98

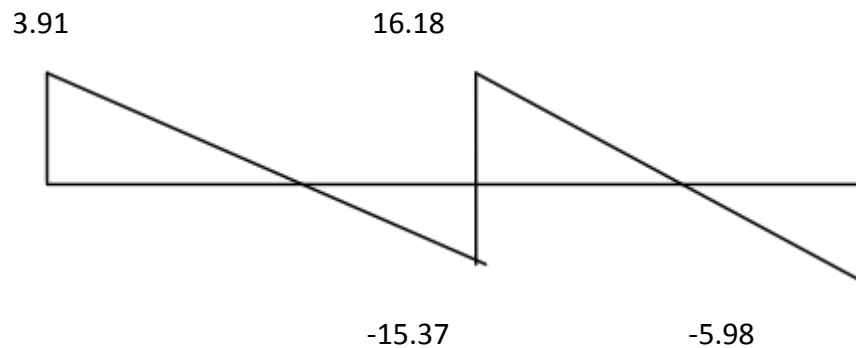


Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants A'ELS

III 4.5.Calcul des armatures longitudinales

Tableau III.5 : Récapitulatif des résultats.

M_{au}(max) (KN.m)	M_{tu} (max) (KN.m)	V (max) (KN)
10.47	18.38	21.03

Ferraillage de la poutrelle :

Ferraillage en travée : ELU

$$M_t = 18.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{but} = f_{bc} \times b \times h_0 \times (d - h_0/2) \\ = 14.17 \times 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - 0.04/2)$$

$$M_{but} = 0.0589 \text{ MN.m} = 58.94 \text{ KN.m} > M_t = 18.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{18.38 \times 10^6}{650 \times 14.17 \times 180^2} = 0.061$$

$$\mu_u = 0.061 < \mu_r = 0.392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.061})$$

$$\alpha = 0.078$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.078) = 0.97$$

$$Z = d \times \beta = 0.18 \times 0.97$$

$$Z = 0.1746 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{18.38 \times 10^6}{174.6 \times 348} = 302.5 \text{ mm}^2$$

Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{st}(\min) \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{st}(\min) \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1 / 400$$

$$A_{st} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{\min} ; A_u) = 3.02 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3×HA12** de section **3,39cm²/ml**

Sur appuis : (intermédiaire)

$$M_a = 10.47 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{10.47 \times 10^6}{100 \times 14.17 \times 180^2} = 0.22$$

$$\mu_u = 0.22 < \mu_r = 0.392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,22})$$

$$\alpha = 0,31$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,31) = 0,94$$

$$Z = d \times \beta = 0,18 \times 0,94$$

$$Z = 0,17 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{10,47 \times 10^6}{170 \times 348} = 1,76 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{st}(\min) \geq 0,23 \times b \times d \times f_{ct} / f_e$$

$$A_{st}(\min) \geq 0,23 \times 10 \times 18 \times 2,1 / 400$$

$$= \mathbf{0,21 \text{ cm}^2}$$

$$A = \text{Max} (A_{\min} ; A_u) = \mathbf{1,76 \text{ cm}^2}$$

On adopte : **3×HA12** de section **3,39cm²/ml**

Sur appuis : (Rive)

$$M_a = 3,49 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{3,49 \times 10^6}{100 \times 14,17 \times 180^2} = 0,076$$

$$\mu_u = 0,076 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,076})$$

$$\alpha = 0,098$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,098) = 0,96$$

$$Z = d \times \beta = 0,18 \times 0,96$$

$$Z = 0,1729 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{3,49 \times 10^6}{172,9 \times 348} = 0,58 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{st}(\min) \geq 0,23 \times b \times d \times f_{ct} / f_e$$

$$A_{st}(\min) \geq 0,23 \times 10 \times 18 \times 2,1 / 400$$

$$A_{st} = \mathbf{0,21 \text{ cm}^2}$$

$$A = \text{Max} (A_{\min} ; A_u) = \mathbf{0,58 \text{ cm}^2}$$

On adopte : **2×HA10** de section **1,57cm²/ml**

Mu (KN.m)	μ_u	α_u	Z (cm)	A (cm²)	A adoptée (cm²)
Travée	18.38	0,078	17.4	3.02	3×HA12 = 3,39 cm²
Appui Intermédiaire	10.47	0,31	17	1.76	3×HA12 = 3,39 cm²
Appui Rive	3.49	0,098	17.2	0.58	2×HA10 = 1,57 cm²

Tableau III- 6: Ferrailage des poutrelles

Vérification de l'effort tranchant :

Vérification selon le CBA/93.

La contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d}$$

$$T_{umax} = 15.18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{15.18 \times 1000}{100 \times 180} = 0.84 \text{ MPa.}$$

Lorsque la fissuration est jugée peu préjudiciable, la contrainte τ_u doit être au plus égale à la plus.

$$\text{base des 2 valeurs : } \tau_u = \min (0,2 \times f_{ct} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u < \tau_{u\text{lim}}$ Condition vérifiée.

Les armatures transversales sont des armatures droites $\alpha = 90^\circ$; le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\phi_t \geq \phi_l / 3 = 12 / 3 = 4 \text{ mm ; soit } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Ce diamètre doit respecter une autre condition suivante :

$$\phi_t \leq \min (h / 35 ; \phi_l / 10) = \{ 5.71 ; 10 ; 12 \}$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm avec } A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures transversales :

Conditions sur l'espacement d'après **RPA/2024**:

- En zone nodal :

$$St \leq \min (12\phi_l ; h/4) = \min (12 \times 1,2 ; 20/4) = \min (14,4 ; 5) = 5 \text{ cm.}$$

La longueur de la zone nodale : $2 \times h = 2 \times 20 = 40 \text{ cm.}$

Soit un espacement choisit de : $St = 5 \text{ cm.}$

- En zone courante :

$$St \leq h/2 = 10 \text{ cm}$$

Soit un espacement choisit de : $St = 10 \text{ cm.}$

e. Vérification de l'effort tranchant au voisinage de l'appui

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0.267ab_0 f_{c28}$$

Avec :

$$\checkmark a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm.}$$

$$V_u = 0.021 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 0.10 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

A-5- Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } 50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{cm} \quad A_1 = 4L_1 / f_e$$

$$\text{Si : } L_1 \leq 50\text{cm} \quad A_2 = 200 / f_e$$

Avec :

L₁ : Distance entre axes des poutrelles (L₁=65 cm).

A₁ : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).

A₂ : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).

$$A_2 = A_1 / 2$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a: } L = 65 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on obtient : } A_1 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend: } 6\Phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$St = 100 / 6$$

$$= 16.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte } St = 15 \text{ cm}$$

► Armatures de répartitions

$$A_2 = A_1 / 2$$

$$= 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend: } 6 \times \Phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$St = 100 / 6$$

$$= 16.67 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte un espacement} = 15 \text{ cm}$$

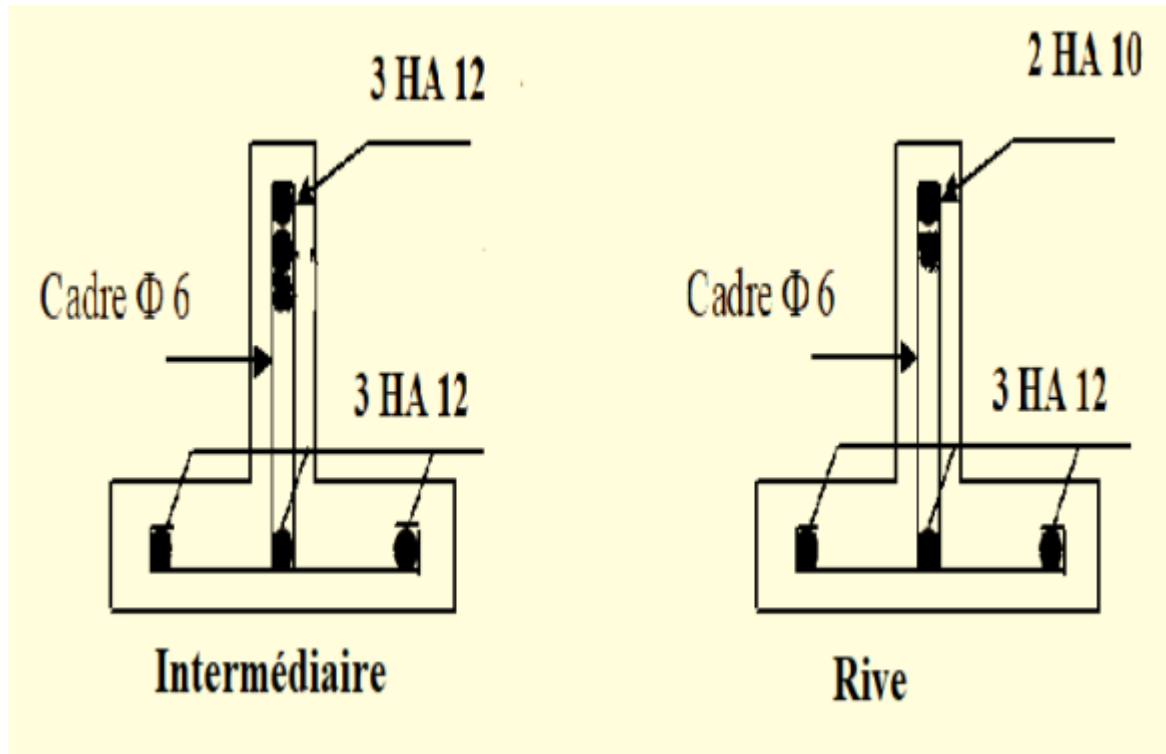


Figure III- 8: Schéma de ferrailage des poutrelles

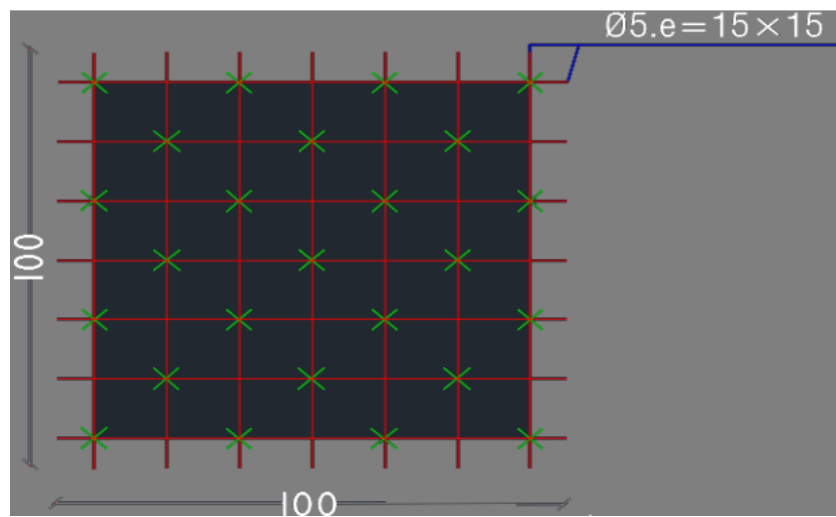


Figure III- 9 : disposition des armatures dans la dalle de compression dans le mètre linéaire

III-4- Les Balcons :

Introduction :

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon : dalle sur trois appuis, assimilée à une console de portée de 1.20m.

Le balcon se calcul comme une console soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de 1m à la flexion simple.

III-4-1- Epaisseur de balcon :

$e = 15\text{cm}$

III-4-2- Les charges :

Charge permanent : $G_{\text{balc}} = 5.73 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation : $Q_{\text{balc}} = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

La charge des murs : $P = 1.2 \text{ KN}$

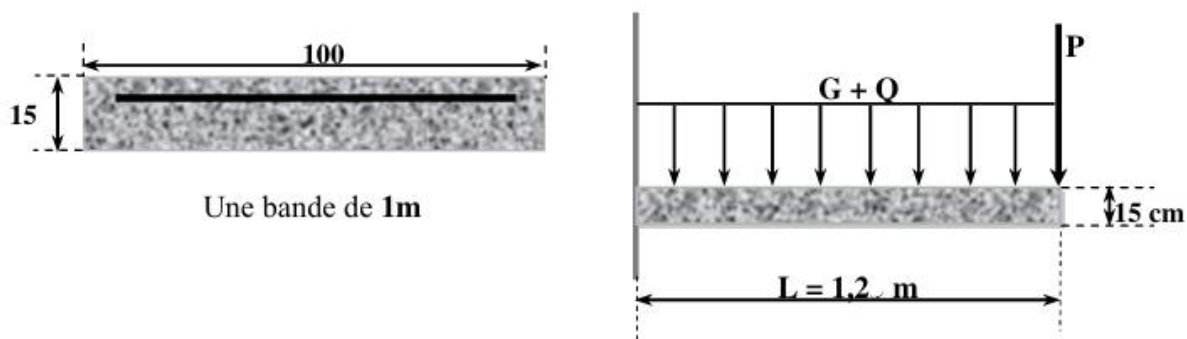


Figure III -10 : Schéma statique.

III-4-3- Combinaison des charges :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5 Q$

$$= (1.35 \times 5.73) + (1.5 \times 3.5) = 12.99 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 1.2 = 1.62 \text{ KN}$$

ELS : $q_s = G + Q$
 $= 5.73 + 3.5 = 9.23 \text{ KN /ml}$

$P_s = P_{mur} = 1.2 \text{ KN}$

III-4-4- Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max:

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

E.L.U : $q_u = 12.99 \text{ KN /ml}$, $P_u = 1.62 \text{ KN}$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + (p_u \times l) = \frac{12.99 \times 1.2^2}{2} + (1.62 \times 1.2) = 11.3 \text{ KN.m}$$

$$T_u = P_u + q_u \times L = 1.62 + 12.99 \times 1.2 = 17.20 \text{ KN}$$

E.L.S : $q_{ser} = 9.23 \text{ KN /ml}$, $P_{ser} = 1.2 \text{ KN}$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{2} + (p_{ser} \times l) = \frac{9.23 \times 1.2^2}{2} + (1.2 \times 1.2) = 8.05 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = P_{ser} + q_{ser} \times L = 1.2 + 9.23 \times 1.2 = 12.28 \text{ KN}$$

III-4-5- Calcul des armatures à L'ELU :

$b = 1.00 \text{ m}$; $h = 0.15 \text{ m}$; $c = 0.02 \text{ m}$; $d = 0.13 \text{ m}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

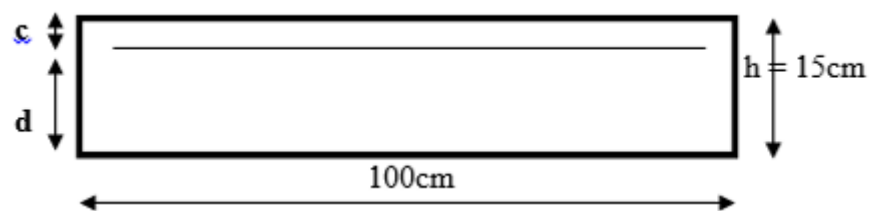


Figure III - 11: Dimensionnement de la section rectangulaire.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{11.29 \times 10^6}{1000 \times 14.17 \times (130)^2} = 0.047$$

$$\mu_u = 0.047 < \mu_r = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047})$$

$$\alpha = 0.06 \rightarrow \beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.06) = 0.976$$

$$Z = d \times \beta = 130 \times 0.976 \quad Z = 126.88 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{11.29 \times 10^6}{(126.88 \times 10) \times 347.82}$$

$$A_s = 255.98 \text{ mm}^2 = 2.55 \text{ cm}^2$$

On choisit section d'armatures tendues : 6HA8 = 3.01 cm²

• **Armatures de repartition :**

$$A_r = A_s/4 = 0.75 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4HA6 = 1.13 cm²

• **Espacement des barres :**

Armature principal : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > St = 35\text{cm}$

Armature de répartition: $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > St = 50\text{cm}$

III-4-6-Vérification à l'ELU

• **Condition de non-fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d (f_{tj} / f_e)$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1/400 = 1.569 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.537 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.569 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{17.20 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.13 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min [0.15 (f_{c28} / \gamma_b) ; 4 \text{ MPa}]$$

$$= \min (0.15 \times 25 / 1.5 ; 4 \text{ MPa}) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

Vérification de la contrainte à l'ELS

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y$$

$$y = \frac{15 A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b(d A_s)}{7.5(A_s)^2}} - 1 \right) = \frac{15 \times 3.01}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{100(13 \times 3.01)}{7.5(3.01)^2}} - 1 \right) = 3 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 (A_s (d - y)^2) = \frac{100 \times 3^3}{3} + 15 (3.01 (13 - 30)^2) = 13948.35 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8.05 \times 10^6}{13948.35 \times 10^4} = 0.06 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = k.y = 0.06 \times 30 = 1.8 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Condition de fleche : (BAEL)**

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{l} < \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{430} = 0.034 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{430} = 0.034 < \frac{0.75 M_{0ser}}{20 M_{0ser}} = \frac{0.75 \times 23.62}{20 \times 23.62} = 0.038 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{6.79}{100} \times 13 = 0.0052 < \frac{4.2}{f_e} = 0.010 \dots\dots\dots \text{CV}$$

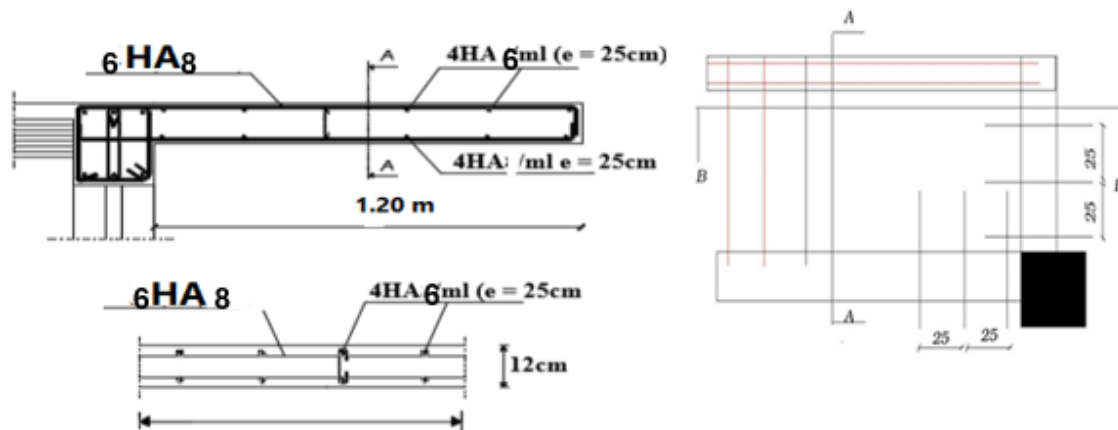


Figure.III-12: Schéma de ferrailage de balcon.

III-5- Les escaliers:

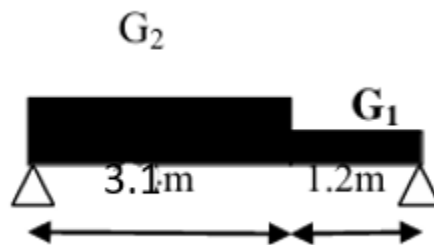
III-5-1- Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment comporte un type d'escaliers de deux volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires.

- hauteur de l'étage $H_e = 3,06\text{m}$
- hauteur de marche $h = 17\text{cm}$
- nombre des marches $n = 18$
- largeur de la marche $g = 30\text{ cm}$

D'où on adopte 9 marches par volée



III-13 : Combinaisons des charges

III-5-2-Charges et surcharges:

❖ Palier :

Charge permanente : $G = 573\text{ Kg/m}^2 = 5,73\text{ KN/ m}^2$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 250\text{ Kg/ m}^2 = 2,5\text{ KN/m}^2$

❖ Paillasse :

Charge permanente : $G = 849,73\text{Kg/m}^2 = G = 8,50\text{ KN/ m}^2$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 250\text{ Kg/m}^2 = 2,5\text{ KN/ m}^2$

III-5-2- Combinaisons des charges:

➤ Palier :

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 5,73) + (1,5 \times 2,5) = 11,48\text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5.73 + 2.5 = 8.23 \text{ KN/ml}$$

➤ **La paillasse :**

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 8.497) + (1,5 \times 2.5) = 15.22 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 8.497 + 2.5 = 10.99 \text{ KN/ml}$$

- La charge équivalente :

$$Q_{eq} = \frac{Q_1 \times L_1 + Q_2 \times L_2}{L_1 + L_2}$$

$Q_u = Q_s = Q_1$: La charge du paillasse.

$Q_u = Q_s = Q_2$: La charge du palier.

➤ **A l'ELU**

$$Q_{eq} = \frac{(15.22 \times 3.1) + (11.48 \times 1.2)}{3.1 + 1.2}$$

$$Q_{eq} = 14.28 \text{ KN/m}^2$$

➤ **A l'ELS**

$$Q_{eq} = \frac{(10.99 \times 3.1) + (8.23 \times 1.2)}{3.1 + 1.2}$$

$$Q_{eq} = 10.22 \text{ KN/m}^2$$

III-5-3-Calcul des moments :

➤ **Moments isostatiques :**

- A l'ELU :

$$M_0 = q_{eq} \cdot \frac{l^2}{8} = 14.22 \times \frac{4.3^2}{8} = 33 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :

$$M_0 = q_{eq} \cdot \frac{l^2}{8} = 10.22 \times \frac{4.3^2}{8} = 23.62 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments fléchissant:**

• **Sur appuis:**

- A l'ELU :

$$M_{ua} = 0.3M_0 = 0.3 \times 33 = 9.9 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :

$$M_{as} = 0.3M_0 = 0.3 \times 23.62 = 7.09 \text{ KN.m}$$

• **En travée:**

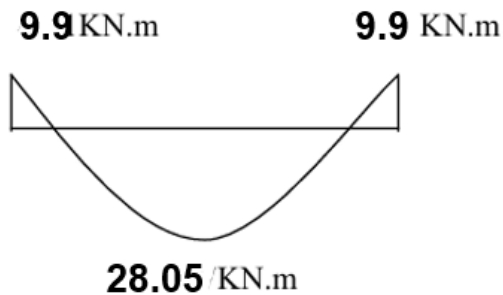
- **A l'ELU :**

$$M_{tu} = 0.85M_0 = 0.85 \times 33 = 28.05 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS :**

$$M_{ts} = 0.85M_0 = 0.85 \times 23.62 = 20.08 \text{ KN.m}$$

ELU :



ELS :

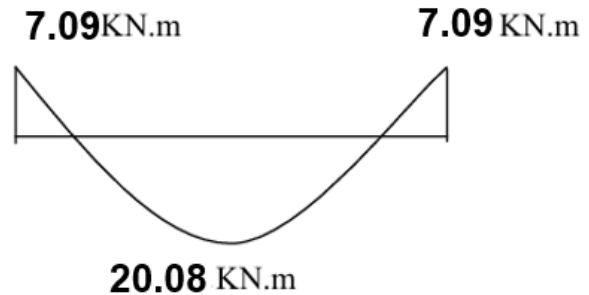


Figure III.14: Diagrammes des moments fléchissant en travées et en appuis.

III-5-4-Calcul de ferrailage:

On va déterminer le ferrailage du type de niveau étage courant car c'est lui le plus défavorable et on l'adopte pour les autres types.

$$h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; c = c' = 2 \text{ cm} ; d = (h - c) = (15 - 2) = 13 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,10 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

- **A l'ELU :**

• **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{28.05 \times 10^6}{1000 \times 14.7 \times 130^2} = 0.11$$

$$\mu_u = 0.11 < \mu_r = 0.392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11})$$

$$\alpha = 0.15. \quad \rightarrow \quad \beta = 1 - (0.4 \times \alpha) = 1 - (0.4 \times 0.15) = 0.94$$

$$Z = d \times \beta = 12.22 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{28.05 \times 10^6}{12.22 \times 348} = 6596.02$$

● **Condition de non fragilité :**

La section minimale : $A_{st} (\min) \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st} (\min) \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\min} ; A_{st}) = 6.59 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA12 de section 6.79cm²

● **Armature de repartition:**

$$A_r = A_{st} / 4 = 6.79 / 4 = 1.7 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA12 de section 2.26 cm²/ml

● **En appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{9.9 \times 10^6}{1000 \times 14.7 \times 130^2} = 0.041$$

$$\mu_u = 0.041 < \mu_r = 0.392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.041})$$

$$\alpha = 0.052 \quad \rightarrow \quad \beta = 1 - (0.4 \times \alpha) = 1 - (0.4 \times 0.052) = 0.98$$

$$Z = d \times \beta = 12.74 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{uapp}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{9.9 \times 10^6}{00 \times 348} = 2232.98$$

● **Condition de non fragilité**

La section minimale : $A_{st} (\min) \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st} (\min) \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\min} ; A_{st}) = 2.23 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA12 de section 2.26cm²

● **Armature de repartition:**

$$A_r = A_{st} / 4 = 2.26 / 4 = 0.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA12 de section 2.26 cm²/ml

● **Espacement des barres (Armatures principales)**

$$S_t = \min (3h , 33\text{cm}) \rightarrow S_t = \min (45 \text{ cm} , 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

En travée

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$.

En appuis

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$.

Vérification de l'effort tranchant (BAEL91. Art. A.5.5.2) :

$$\tau_u = \frac{T_{Umax}}{b \times d} = \frac{30.70 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.24 \text{ Mpa}$$

La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min (0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}) ; \text{ Selon le B.A.E.L article A.5.1,2}$$

$$\tau_u = 0.24 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = \min (0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}) = \min (3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.24 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

On placera des armatures de répartition

Vérification a l'ELS :

Vérification la contrainte dans le béton :

🚦 **En travée :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K.y$$

$$Y = \frac{15A_s}{b} (\sqrt{1 + \frac{b(dA_s)}{7.5(A_s)^2}} - 1) = \frac{15 \times 6.79}{100} (\sqrt{1 + \frac{100(13 \times 6.79)}{7.5(6.79)^2}} - 1) = 4.22 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 (A_s (d - y)^2) = \frac{100 \times 4.22^3}{3} + 15 (6.79 (13 - 4.22)^2) = 10356.5 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{20.08 \times 10^6}{10356.5 \times 10^4} = 0.19 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = k.y = 0.19 \times 42.2 = 8.01 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

🚦 En appui :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K.y$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b(dA_s)}{7.5(A_s)^2}} - 1 \right) = \frac{15 \times 2.26}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{100(13 \times 2.26)}{7.5(2.26)^2}} - 1 \right) = 4.47 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 (A_s(d - y)^2) = \frac{100 \times 4.47^3}{3} + 15 (2.26(13 - 4.47)^2) = 5443.75 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{20.08 \times 10^6}{5443.75 \times 10^4} = 0.13 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = k.y = 0.13 \times 44.7 = 5.81 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• Condition de fleche : (BAEL)

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{l} < \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{430} = 0.034 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{430} = 0.034 < \frac{0.75 M_{0ser}}{20 M_{0ser}} = \frac{0.75 \times 23.62}{20 \times 23.62} = 0.038 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{6.79}{100} \times 13 = 0.0052 < \frac{4.2}{f_e} = 0.010 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

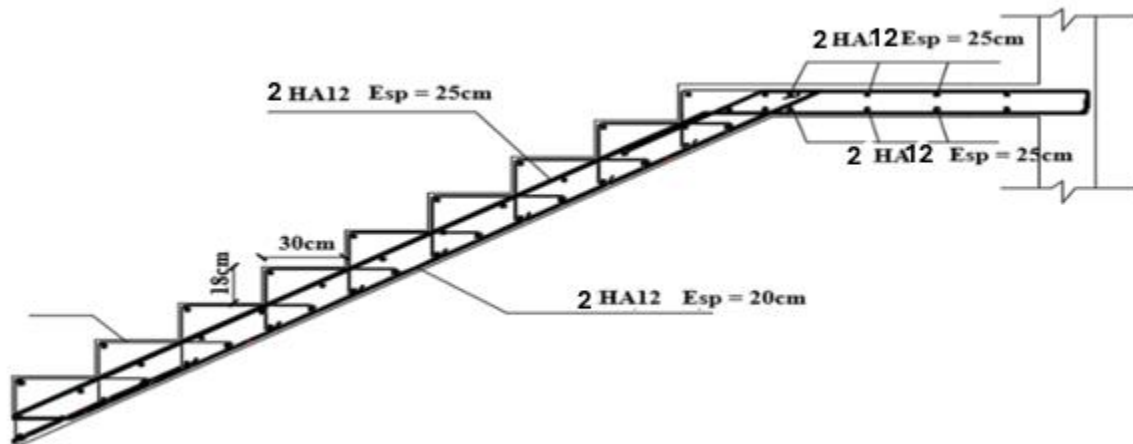


Figure.III.15: Schéma du ferrailage de la volée de l'escalier

III-6-Etude de la poutre palière :

III-5-1-Introduction :

La Poutre palière prévue pour reprendre la réaction du palier de repos, elle est supposée comme étant simplement appuyées sur les poteaux de ses extrémités en prenant en compte la ventilation des moments aux appuis.

III-6-2-Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le BAEL 91, le critère de rigidité est :

L : la portée entre axes des appuis ; $L=300\text{cm}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \rightarrow 20\text{cm} \leq h \leq 30\text{cm}$$

On prend : $h = 30\text{cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 9 \leq b \leq 21$$

On prend : $b = 30\text{ cm}$

Vérification selon le RPA:

$$b = 30\text{cm} \rightarrow b \geq 25 \quad \text{vérifié}$$

$$h = 30\text{cm} \rightarrow h \geq 30 \quad \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1\text{cm} \rightarrow \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{vérifié}$$

Donc les dimensions de la poutre de palier sont de $(30 \times 30)\text{ cm}^2$

III-6-3-Schéma statique :

Le modèle réduit de calcul de poutre palière est présenté dans la figure

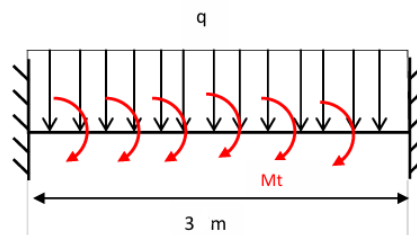


Figure III.16 : schéma statique de la poutre palier

III-6-4-Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du mur :(mur extérieure) : $3.06/2 + 0.45 \times 3.05 = 6.04 \text{ KN/ml}$.
- Le poids de palier : $G_p = 5.73 \text{ KN/ml}$.

Donc $G = 2.25 + 6.04 + 5.73 = 14.02 \text{ KN/ml}$.

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}.$$

III-6-5-Combinaison d'action:

- à l'ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 14.02 + 1.5 \times 2.5 = 22.68 \text{ KN/m}$
- à l'ELS : $P_{ser} = G + Q = 14.02 + 2.5 = 16.52 \text{ KN/m}$

Le moment isostatique à l'ELU:

$$M_0 = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{22.68 \times 3^2}{8} = 76.55 \text{ KN.m}$$

Le moment sur appuis :

$$M_{ua} = 0.3M_0 = 0.3 \times 76.55 = 22.97 \text{ KN.m}$$

Le moment sur travée :

$$M_{ut} = 0.85M_0 = 0.85 \times 76.55 = 65.07 \text{ KN.m}$$

Le moment isostatique à l'ELS:

$$M_0 = \frac{p_{ser} \times l^2}{8} = \frac{16.52 \times 3^2}{8} = 55.76 \text{ KN.m}$$

Le moment sur appuis :

$$M_{ua} = 0.3M_0 = 0.3 \times 55.76 = 16.73 \text{ KN.m}$$

Le moment sur travée :

$$M_{ut} = 0.85M_0 = 0.85 \times 55.76 = 47.40 \text{ KN.m}$$

III-6-5- Ferrailage :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \\ d = 27 \text{ cm} \\ c = 3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **En travée :**

$$M_u = 65.07 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ser} = 47.40 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{65.07}{47.40} = 1.37$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{65.07}{0.3 \times 14.17 \times 10^3 \times 0.27^2} = 0.209$$

$$\mu_u < \mu_r$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.209})$$

$$\alpha = 0.296 \quad \rightarrow \quad \beta = 1 - (0.4 \times \alpha) = 1 - (0.4 \times 0.296) = 0.882$$

$$Z = d \times \beta = 23.814 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{65.07 \times 10^6}{23.814 \times 348} = 7851.80$$

● **Condition de non fragilité :**

$$\text{La section minimale : } A_{st} (\text{min}) \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} (\text{min}) \geq 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\min} ; A_{st}) = 7.85 \text{ cm}^2$$

On adopte : 11HA12 de section 00cm²

➤ **En appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{22.97 \times 10^6}{1000 \times 14.17 \times 130^2} = 0.096$$

$$\mu_u = 0.096 < \mu_r$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.096})$$

$$\alpha = 0.026 \quad \rightarrow \quad \beta = 1 - (0.4 \times \alpha) = 1 - (0.4 \times 0.126) = 0.95$$

$$Z = d \times \beta = 25.65 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{uapp}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{22.97 \times 10^6}{25.65 \times 348} = 2573.32$$

- **Condition de non fragilité**

La section minimale : $A_{st} (\min) \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st} (\min) \geq 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\min}; A_{st}) = 2.57 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA11 de section 5.70 cm^2

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante: $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$T_u^{\max} = 34.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{34.02 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.42 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right) = 3.3 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.42 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement

- **Les Armatures transversales :**

Les armatures transversales doivent vérifiées:

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{300}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right) = \min (8.5; 30; 12)$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On adopte pour : $A_t = 2T8 = 1.00 \text{ cm}^2$

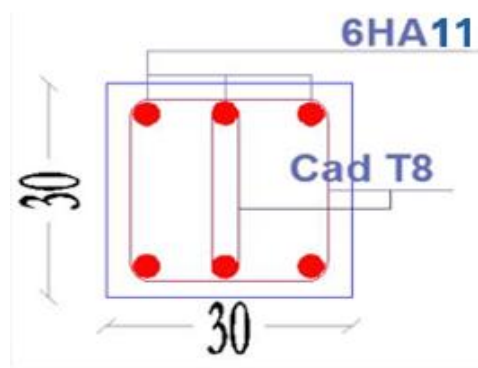
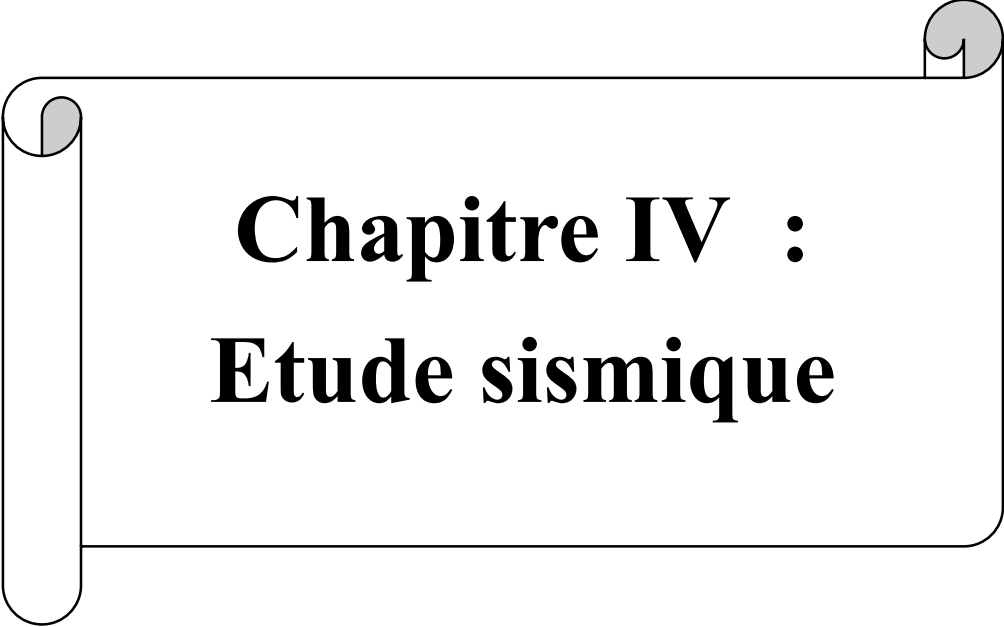


Figure III - 17: Ferrailage de poutre palière.



Chapitre IV :

Etude sismique

IV-1-Introduction :

Les secousses sismiques sont parmi les catastrophes naturelles qui touchent la surface de la Terre.

Un tremblement de terre est une énergie potentielle libérée brusquement dans les roches grâce aux mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Quand les contraintes dépassent un certain seuil, il y a rupture d'équilibre et les ondes sismiques se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Les ouvrages sont stimulés par ces mouvements du sol qui déplacent leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la construction. Le degré d'amplification est principalement influencé par la période de la construction et la nature du sol. Cela nécessite de mener une analyse parasismique afin de mettre en évidence la dynamique de l'ouvrage.

IV-2-Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existant. pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure.

Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique modale spectrale.
3. La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.

IV-3- Méthode statique équivalente :

IV-3-1-Principe :

Les forces réelles dynamiques, qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque, dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées, successivement, suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner, toutefois, que les forces et les déformations obtenues pour l'élément, à partir des méthodes d'analyse statiques, pour les charges de conception recommandées, sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure, sous les effets

d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

IV-3-2- Calcul de la force sismique totale :

La force sismique v , exercée à la base de la structure, doit être déterminée successivement suivant les deux directions horizontales perpendiculaires, conformément à la relation suivante :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W \quad (4.1)$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0 :

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

λ : Coefficient de correction

W : Poids sismique total du bâtiment.

IV-3-2-1-Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale de la structure peut être déterminée par plusieurs approches :

La valeur de la période fondamentale T_0 peut être estimée à l'aide de formules empiriques

$T_{\text{empirique}}$ ou obtenue par des méthodes analytiques et numériques T_{calcul} .

Selon le type de structure étudiée,

la formule empirique appropriée est donnée comme suit :

$$T_{\text{empirique}} = C_t \times (h_N)^{3/4}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)
dans notre structure : $h_N = 21.76\text{m}$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le RPA 99 / version 2024 (tableau 4.3).

Dans notre structure : $C_T = 0,05$

Donc :

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \times (21.76)^{3/4}$$

En prend : **T = 0.50 sec**

Dans le cadre de l'utilisation de la méthode statique équivalente, la période fondamentale T_0 , déterminée par la méthode de Rayleigh ou par des méthodes numériques, ne doit pas dépasser de plus de 30 % la valeur obtenue à partir de la formule empirique.

Ainsi, la période fondamentale maximale à considérer dans cette méthode est donnée par :

$$(1.3 \times T_{\text{empirique}})$$

Le tableau suivant présente les valeurs de la période T_0 utilisées dans le calcul de l'effort tranchant à la base V.

Cas	Période à utiliser
$T_{\text{calcul}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3T_{\text{empirique}}$

Tableau IV-1 : valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

D'après le logiciel Robot Structural Analysis nous a donné une valeur de la période fondamentale

$$T_{\text{calcul}} = 0.67 \text{ s}$$

Nous allons maintenant la comparer à la période maximale autorisée selon la méthode statique équivalente, donnée par la formule :

$$T_{\text{calcul}} \geq 1.3T_{\text{empirique}}$$

$$T_{\text{calcul}} = 0.67 \geq 1.3 (0.50) \quad \text{implique que : } T_{\text{calcul}} = 0.67 \geq 0.65$$

Alors :

$$T_0 = 1.3T_{\text{empirique}} = 0.65 \text{ s}$$

IV-3-3- Spectre de calcul :

Afin d'éviter le recours à une analyse non linéaire explicite de la structure lors des calculs, la capacité de la structure à dissiper l'énergie sismique, principalement grâce à son comportement ductile, est prise en considération à travers une analyse élastique fondée sur un spectre de réponse réduit par rapport au spectre élastique, appelé spectre de calcul. Cette réduction est obtenue par l'introduction d'un facteur de réduction des forces élastiques, appelé coefficient de comportement R, ainsi que d'un coefficient de pondération nommé facteur de qualité Q_f .

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}(T)$: spectre de calcul normalise par rapport a la valeur de l' acceleration de la pesanteur,g

T : Période de vibration d'un système

A : Coefficient d'accélération de calcul.

S : Coefficient de site.

I : Coefficient d'importance.

R : Coefficient de comportement global de la structure ;

Q_F : Facteur de qualité ;

Cas 4 : BouznadWalidRPA24Spectrum-X

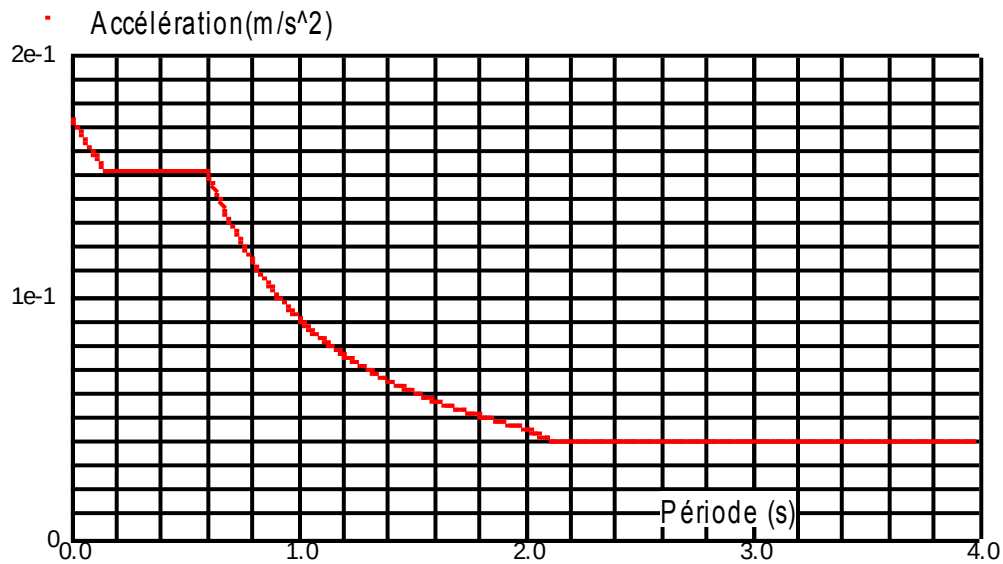
Type d'analyse: Spectrale

Direction de l'excitation:

X = 9.810

Y = 0.000

Z = 0.000



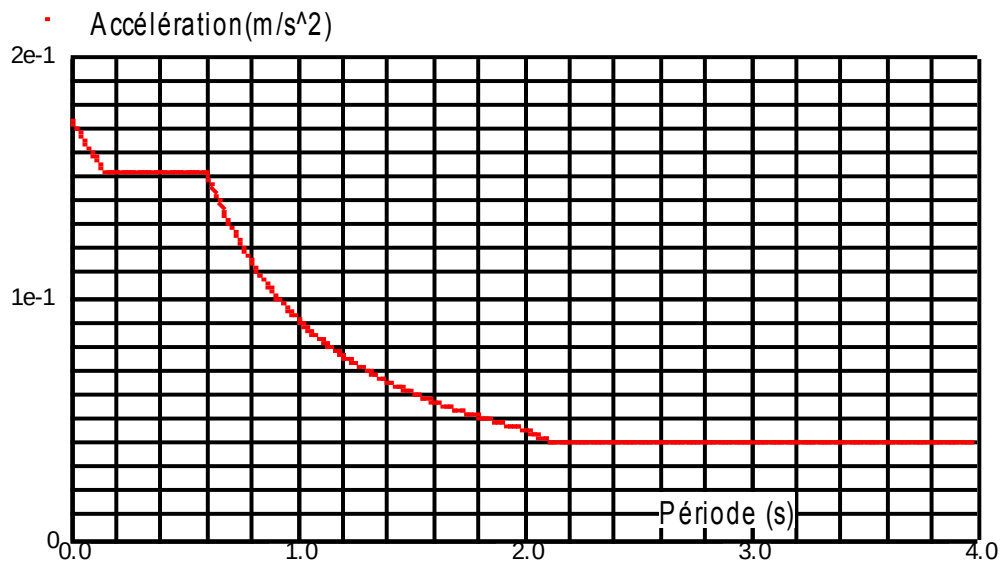
Cas 5 : BouznadWalidRPA24Spectrum-Y
Type d'analyse: Spectrale

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 9.810

Z = 0.000



IV-3-3-1- Classification des sites :

Catégories et critères de classification :

Des couches épaisses de sable et de gravier à compacité moyenne, ainsi que des sols argileux de rigidité intermédiaire, s'étendent sur plusieurs dizaines de mètres. Ces terrains sont

caractérisés par des vitesses de propagation des ondes de cisaillement comprises entre :
 $180_{\text{m/s}} < v_s < 360_{\text{m/s}}$

Spectre type 1	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
<i>(Zones IV, V et VI)</i>				
site: S_1	1.00	0.10	0.40	2.0
site: S_2	1.20	0.10	0.50	2.0
site: S_3	1.30	0.15	0.60	2.0
site: S_4	1.35	0.15	0.70	2.0

Tableau IV-2: valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type I

On a site S_3

Alors:

$S=1.3$

$T_1 = 0.15$ s

$T_2 = 0.60$ s

$T_3 = 2.0$ s

En faisant cette comparaison, nous obtenons :

Donc, nous avons maintenant :

$$T_2 = 0.60 \text{ s} < T = 0.65 < T_3 = 2 \text{ s}$$

Alors :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S. \left(2.5 \times \frac{Q_f}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)$$

IV-3-3-2- Actions sismiques (coefficient d'accélération) :

Le territoire national est subdivisé en sept (07) zones sismiques. À chaque zone est associé un coefficient moyen d'accélération, utilisé comme valeur de référence pour un sol de classe S_1 , correspondant à une période de retour de 475 ans ($T=475$ ans). Ce coefficient est appelé coefficient d'accélération de référence de zone, noté A.

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

Tableau IV-3 : Définition de zones de sismicité et coefficient d'accélération

La zone de sismicité IV

Alors : $A = 0.20$

IV-3-3-3- Classification des bâtiments selon leur importance :

Le niveau minimal de protection sismique exigé pour un bâtiment dépend de sa fonction et de son importance par rapport aux objectifs de sécurité définis par la collectivité. Ainsi, les constructions sont réparties en quatre (04) catégories d'importance. Dans le cadre de notre projet, le groupe d'importance retenu est :

Groupe 2 : Bâtiments d'importance moyenne.

Coefficient d'importance I :

Les valeurs du coefficient d'importance, I, pour les groupes d'importance 1A, 1B, 2 et 3 sont données dans le tableau suivant :

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

Tableau IV-4 : Valeurs du coefficient d'importance

Pour notre cas on a :

Groupe 2 : Bâtiments d'importance moyenne

Alors : Coefficient d'importance $I = 1$

IV-3-3-4- Coefficient de comportement global de la structure R :

Le coefficient de comportement R (**tableau 3.18 / article 3.8**) est déterminé à partir des tableaux en fonction du système de contreventement et doit être pris unique pour chaque direction principale de la structure.

Il dépend de la capacité du système à dissiper l'énergie sismique et des caractéristiques des matériaux et du comportement post-élastique des éléments.

Ce coefficient est ensuite ajusté par le facteur de qualité Q_f , qui tient compte de la régularité, de la redondance du système et des conditions de conception et d'exécution.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
	A) Structures en béton armé	
1	Système à ossature	5.5 ^(a)
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
3	Système à ossature ou système mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
5	Système à contreventement constitué par des voiles	4.5 ^(b)
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 ^(b)
8	Système en pendule inversé	2 ^(c)
9	Système des voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)

Tableau IV-5 : Coefficient de comportement global de la structure

Pour notre étude on a :

Système a contreventement mixte, équivalent à des voiles..... Système (4)

Un système structural mixte est un système dans lequel les charges verticales et horizontales sont reprises conjointement par le portique spatial et les voiles. La contribution des voiles à la résistance à l'effort tranchant, à la base du bâtiment, représente entre 50 % et 65 % de la résistance totale du système structural.

Et cela correspond à notre cas : Alors : **R=4.5**

IV-3-3-5- Facteur de qualité QF :

Le facteur de qualité, Q_F (**page 72 et tableau 3.19**) ; tient compte de

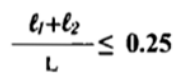
- a redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure ;
- la régularité en plan et en élévation.

La valeur de Q_F est déterminée par :

$$QF = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} Pq$$

- P_q est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au cas par cas dans le Tableau
- i est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

1.Regularite en plan



$$\frac{l_1 + l_2}{L} \leq 0.25$$

$$0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4$$

$$\frac{\ell_x}{L_x} \leq 0.25$$

$$\frac{\ell_y}{L_y} \leq 0.25$$

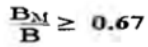
verifier

$$\frac{L_x}{L_y} \leq 4$$

verifier

$$0.25 \leq \frac{L_x}{L_y}$$

2.Regularite en elevation



$$\frac{B_i}{B_{i-1}} \geq 0.80$$

$$\frac{B'}{B} \geq 0.67$$

$$\frac{B_M}{B} \geq 0.67$$

$$\frac{B_i}{B_{i-1}} \geq 0.80$$

22.6

verifier

$$\frac{B'}{B} \geq 0.67$$

22.6

5.Redondance en plan					
Chaque etage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces laterales.					
				nombre des voiles	2
					verifier

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Tableau IV-6 : Valeurs des Pondérations P_q

Donc la catégorie (b)

1. Régularité en plan
2. Régularité en élévation
3. Redondance en plan

$Q_F = 1$

coefficient d'accélération	$A = 0.20$
coefficient d'importance	$I = 1$
coefficient de site	$S = 1.30$
Facteur de qualité	$Q_f = 1$
Coefficient de comportement	$R = 4.5$

Tableau IV-7: Les coefficients utilisés

Pour calcule le spectre de calcul on obtient :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S. \left(2.5 \times \frac{Q_f}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.2 \times 1 \times 1.3 \times \left(2.5 \times \frac{1}{4.5} \right) \times \left(\frac{0.6}{0.65} \right) = 0.133$$

IV-3-4- Coefficient de correction :

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 : \text{si } T_0 \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, \text{ autrement} \end{cases}$$

On a :

$$T_2 = 0.60 \text{ s} \quad T_0 = 0.65 \text{ s}$$

$$T_0 = 0.65 \leq (2 \times 0.60) \quad \text{Alors : } 0.65 \leq (1.20) \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc :

$$\lambda = 0.85$$

IV-3-5- Poids sismique total du bâtiment W :

Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i » :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad ; n \text{ étant le nombre de niveaux.} \quad (4.3)$$

ou:

$$W_i = (G_i + \Psi.Q_i).S \quad \text{pour tout niveau } i \text{ de la structure}$$

G_i : charges permanentes

Q_i : Charges exploitation

Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donne au Tableau (4.2).

S : Surface

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.30
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiment recevant des équipements médicaux critiques	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Tableau IV-8 : Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ

A partir du logiciel ROBOT le poids total de la structure est :

W = 16249.92 KN

IV-3-6- Calcul de la force sismique V :

On a:

Coefficient de correction λ	Ordonnée du spectre de calcul $\frac{S_{ad}}{g}$ (T)	poids sismique total du bâtiment W
0.85	0.133	16249.92

Tableau IV-9 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

$$V = 0.85 \times 0.133 \times 16249.92$$

$$V = 1837.05 \text{ KN} \quad (\text{pour le deux sens x et y})$$

IV-4- Vérification des résultats vis-à-vis du RPA2024 :

IV-4-1- Vérification le période :

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)	Total mass UZ (kg)
3/ 1	1.49	0.67	76.79	0.01	0.00	76.79	0.01	0.00	1656465.02	1656465.02	1656465.02
3/ 2	1.52	0.66	76.80	74.81	0.00	0.01	74.80	0.00	1656465.02	1656465.02	1656465.02
3/ 3	1.98	0.51	76.87	74.81	0.00	0.07	0.00	0.00	1656465.02	1656465.02	1656465.02
3/ 4	5.05	0.20	89.64	74.81	0.00	12.78	0.00	0.00	1656465.02	1656465.02	1656465.02
3/ 5	5.42	0.18	89.64	88.34	0.00	0.00	13.53	0.00	1656465.02	1656465.02	1656465.02
3/ 6	7.13	0.14	89.64	88.34	0.00	0.00	0.00	0.00	1656465.02	1656465.02	1656465.02
3/ 7	10.08	0.10	94.63	88.34	0.00	4.99	0.00	0.00	1656465.02	1656465.02	1656465.02

Tableau IV-10 : Résultats des périodes dans le logiciel Robot

IV-4-1-1- Vérification ART 4.3.4 RPA 2024 :

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

Directions XX : 09ème mode : Masse cumulée = 95,38% => Condition vérifiée

Direction YY : 09ème mode : Masse cumulée = 95,63 % => Condition vérifiée

❖ D'après le RPA 2024. Art : 4.2.4.3 :

Dans le cadre de l'application de la méthode statique équivalente, la période fondamentale T_0 obtenue par les méthodes de Rayleigh ou les approches numériques ne doit pas excéder de plus de 30 % la valeur issue de la formule empirique.

$$T_{calcul} < 1.3 T_{empirique}$$

Sens x :

$$T_{calcul} = 0.67 \geq 1.3 (0.50) \quad \rightarrow \quad T_{calcul} = 0.67 \geq 0.65 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens y :

$$T_{calcul} = 0.67 \geq 1.3 (0.50) \quad \rightarrow \quad T_{calcul} = 0.67 \geq 0.65 \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV-4-2- Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base, V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, V ,

$$V_{\text{dynamique}} \geq 80 \% V_{\text{statique}}$$

Si ($V_t \leq 0.8 V$), il faudra augmenter les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc.) dans le rapport ($0.8 V / V_t$) :

Alors :

Les sens	V_{dyn} KN	V KN	Condition
Sens x	1734.05	1837.05	vérifiée
Sens y	1733.24	1837.05	vérifiée

Tableau IV-11: Vérification de la résultante des forces

IV-4-3- Vérification de l'effort Normal réduit :

Outre les vérifications exigées par le CBA, et afin de prévenir ou de limiter le risque de rupture fragile sous l'effet des sollicitations globales dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul dans les poteaux doit satisfaire la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.35 \quad \dots\dots\dots \text{RPA 2024 (Article 7.4.3)}$$

V : effort normal réduit.

B_c : Section brute du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton en (MPa)

N_d : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par ROBOT.

N_d (kN)	828.91
B_c (mm) 2	160000
f_{c28}	25
$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$	0.21

Tableau IV-12: Vérification de l'effort normal réduit poteaux (40x40)cm²

$V = 0.21 \leq 0.35$ condition vérifiée

IV-4-4-Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble RPA 2024 Art 5.5 :

La vérification du renversement de la structure s'effectue à travers l'application de la formule suivante :

$$Moment_{Stabilisant} > 1.3 * Moment_{renversant}$$

Calcul du moment stabilisant :

Poids de la structure	Coordonnées du centre de gravité		Moment stabilisant	
W (KN)	Xg (m)	Yg (m)	M _{stab-x} (KN)	M _{stab-y} (KN)
516249.92	10.090	4.248	163961.7	690029.66016

Calcul du moment de renversement :

$$M_{Renversement} : \text{le moment de renversement de la structure} = \sum F_k * H_k$$

F_k : la force sismique associée au niveau K

H_k : est la hauteur de l'étage K à partir de la base de la structure

Etage	Niveau (m)	V-x (KN)	F-x (KN)	V-y (KN)	F-y (KN)	Mren-x (KN.m)	Mren-y (KN.m)
Etage 1	3.4	1734.05	57.96	1733.24	50.21	197.064	170.714
Etage 2	6.46	1676.09	120.15	1683.03	114.83	776.169	741.802
Etage 3	9.52	1555.94	180.07	1568.2	173.61	1714.27	1652.77
Etage 4	12.58	1375.87	236.41	1394.59	234.58	2974.04	2951.02
Etage 5	15.64	1139.46	293.25	1160.01	292.49	4586.43	4574.54
Etage 6	18.7	846.21	355.05	867.52	359.85	6639.44	6729.2
Etage 7	21.76	491.16	491.16	507.67	507.67	10687.6	11046.9

Tableau récapitulatif :

Mren-x [KN.m]	Mstab-x [KN.m]	Mstab > 1,30 * Mren
27575.044	163961.7	
Mren-y [KN.m]	Mstab-y [KN.m]	Mstab > 1,30 * Mren
27866.9	690029.66016	

4-5-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : RPA 2024 Article 5.9

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

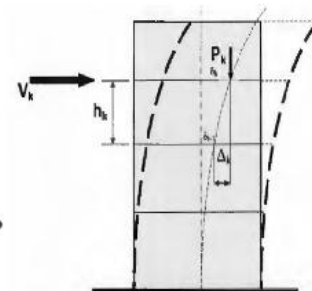
$$(\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k}) \leq 0.10$$

avec :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation, au dessus du niveau « k ».

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi \cdot Q_i)$$

- V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k » : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- h_k : hauteur du niveau « k ».

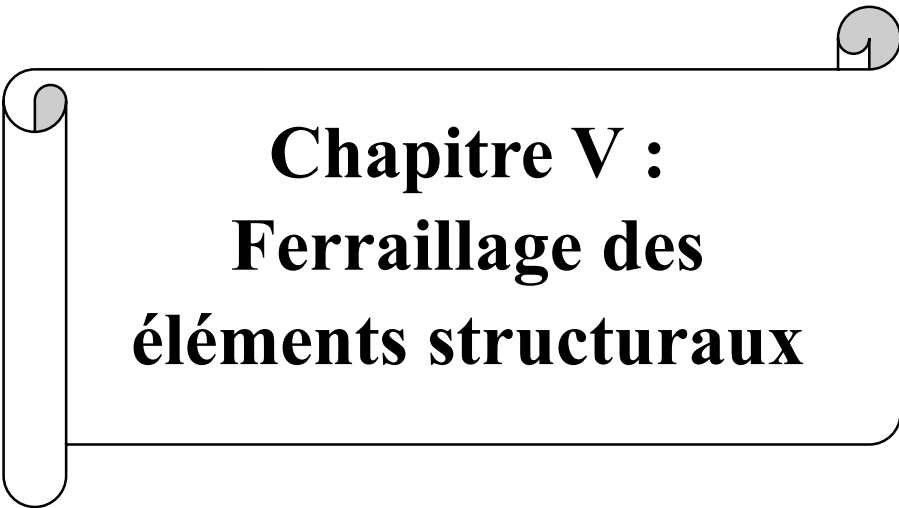


Etage	Hauteur (m)	P (KN)	Δk-x (cm)	Δk-y (cm)	V-x (KN)	V-y (KN)	Θx	Θy	Θ < 0,10
Etage 1	3.4	16249.922	0.2	0.2	1734.05	1733.24	0.005512	0.00551498	Condition vérifiée
Etage 2	3.06	13937.8595	0.3	0.3	1676.09	1683.03	0.008153	0.00811903	Condition vérifiée
Etage 3	3.06	11675.8551	0.4	0.3	1555.94	1568.2	0.009809	0.0072994	Condition vérifiée
Etage 4	3.06	9413.85081	0.4	0.4	1375.87	1394.59	0.008944	0.00882387	Condition vérifiée
Etage 5	3.06	7151.8465	0.3	0.3	1139.46	1160.01	0.006153	0.00604444	Condition vérifiée
Etage 6	3.06	4889.84218	0.3	0.3	846.21	867.52	0.005665	0.00552605	Condition vérifiée
Etage 7	3.06	2627.83786	0.2	0.2	491.16	507.67	0.003497	0.00338318	Condition vérifiée

IV-6- Conclusion :

En conclusion, l'étude sismique menée selon le RPA 2024 a permis d'analyser efficacement le comportement de la structure et de vérifier sa conformité aux nouvelles exigences du code. Ce dernier introduit des critères plus rigoureux et modernes, favorisant une meilleure résistance des ouvrages face aux séismes. La modélisation a mis en évidence l'importance d'une bonne disposition des murs voiles pour assurer la stabilité globale et optimiser la réponse dynamique. L'analyse a également permis de valider la période fondamentale, les effets P-Δ, ainsi que les déplacements horizontaux. Le RPA 2024, bien qu'exigeant, constitue un outil fiable pour

concevoir des structures plus sûres. Cette étude montre l'importance pour les ingénieurs de s'adapter à ces évolutions afin de répondre efficacement aux défis sismiques actuels.

A decorative frame shaped like a horizontal scroll. It has a black outline with rounded ends. On the left side, there is a vertical strip that curves at the top and bottom, resembling a scroll's binding. On the right side, there is a small circular element at the top, also resembling a scroll's binding. The text is centered within the main rectangular area of the scroll.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V-2-Ferraillage des poteaux:

Les poteaux sont conçus pour reprendre la flexion composée suivant les deux directions principales, transversale et longitudinale, en vérifiant leur résistance à l'État Limite Ultime (ELU). Par ailleurs, leur comportement sous charges de service est contrôlé à l'État Limite de Service (ELS).

• Combinaisons de calcul :

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal
- Effort tranchant
- Moment fléchissant

Ils sont donc dimensionnés en flexion composée, en considérant un cas de fissuration jugé peu nuisible. On peut alors rencontrer l'un des trois cas suivants :

- Section Entièrement Comprimée (SEC)
- Section Entièrement Tendue (SET)
- Section Partiellement Comprimée (SPC)

Les combinaisons prises en compte pour les calculs sont :

• Selon le BAEL (à l'ELU) :

→ ELU : $1.35G + 1.5Q$

• Et selon le RPA 2024, les combinaisons suivantes ont été utilisées dans cette étude pour les cas accidentels horizontaux (Acc. Hor) :

- $G + \psi Q + 0.3E_x + E_y$
- $G + \psi Q + E_x + 0.3E_y$
- $G + \psi Q - E_x + 0.3E_y$
- $G + \psi Q - 0.3E_x + E_y$
- $G + \psi Q - E_x - 0.3E_y$
- $G + \psi Q - 0.3E_x - E_y$
- $G + \psi Q + 0.3E_x - E_y$
- $G + \psi Q + E_x - 0.3E_y$

La section d'acier sera déterminée à partir des différentes combinaisons des efforts internes, selon les cas les plus défavorables, comme suit :

- $(N_{\max})$ avec le moment correspondant $\rightarrow A_1$
- $(M_{\max})$ avec l'effort normal correspondant $\rightarrow A_2$
- $(N_{\min})$ avec le moment correspondant $\rightarrow A_3$

La section d'acier retenue sera alors la plus grande des trois valeurs calculées :

$$A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

- **Recommandations :**

Armatures longitudinales – Zone sismique IV

Conformément aux dispositions du RPA 2024 (article 7.4.2), les armatures longitudinales des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

❖ Type d'armatures longitudinal :

Elles doivent être à **haute adhérence, droites et sans crochets**.

Taux d'armature longitudinale :

- Taux minimal ($A_{\min}$) : 1,0 % de la section du béton
- Taux maximal ($A_{\max}$) :
 - 4,0 % en zone courante.
 - 8,0 % en zone de recouvrement

Diamètre minimal des barres longitudinales :

Il ne doit pas être inférieur à 12mm.

Longueur minimale de recouvrement des barres de diamètre Φ_1 :

Elle doit être égale à **$60 \times \Phi_1$** .

Espacement maximal entre les barres verticales, sur une face du poteau :

Il ne doit pas dépasser **15 cm**.

❖ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{(\rho_a \cdot v_u)}{(h_t \cdot f_e)}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50, si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et égal à 3.75, dans le Cas contraire

L'espacement:

- dans la zone nodale (zone critique) :

$$t \leq \text{Min} (b_0/3; 10 \text{ cm}; 6\phi_l): \text{ en zones IV, V et VI}$$

Avec :

b_0 : dimension minimale du noyau béton (a l'intérieur des armatures de confinement)

- dans la zone courante :

$$t \leq \text{Min} (b_c/2 ; h_e/2 ; 10\phi_1) : \text{ en zones IV, V et VI}$$

h_c, b_c : dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée;

l_f : Longueur de flambement du poteau.

Calcul du ferrailage des poteaux :

Les sollicitations sur le poteau :

Poteau 40× 40 cm ²	N(KN)	M(KN.m)
ELU	1136.62	-0.38
ELU	1052.29	-3.85
ELS	828.91	-0.28
ELS	792.76	-0.04
ELA	1818.05	-60.06
ELA	1802.04	-72.85
ELA	1365.84	-65.61
ELA	1022.51	-39.78
ELA	937.67	-104.70
ELA	924.92	-104.03

Tableau V-1: Les sollicitations sur le poteau (40×40)cm2

- La section des armatures calculées :**

EXPERT BA - Flexion composée

Général | Calcul | Vérification | Expert | Interaction N / M

Charges (kN, kN.m)

Type de sollicitation	N	M
1 ELU	1136.62	-0.38
2 ELU	1052.29	-3.85
3 ELS	828.91	-0.28
4 ELS	792.76	-0.04
5 ELA	1818.05	-60.06
6 ELA	1802.04	-72.85

Calculé en
☐ Poutre ☒ Poteau

Résultats

$A_{s1} = 3.2 \text{ cm}^2$ $A_{s2} = 3.2 \text{ cm}^2$

% d'armatures $\rho = 0.40 \%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.40 \%$ ☐ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = 5.00 \%$

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 40.0 ☒ Bloquée

h = 40.0 ☒ Bloquée

d₁ = 2.5 d₂ = 2.5

CALCULER  Note

Quitter | Armatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...

Donc :

As calculé : $As_{cal} = (3.2+3.2) \times 2 = 12.8 \text{ cm}^2$

Selon l'RPA 2024 (Art 7.4.2) :

1.0% en zones IV = $0.01 \times 40 \times 40 = 16 \text{ cm}^2$

$As = \max (16 ; 12.8) \text{ cm}^2$

$As = 16 \text{ cm}^2$

On prend : 8HA16 = 16 cm²

 **Ferrailage transversale (RPA2024) :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{(\rho_a \cdot v_u)}{(h_c \cdot f_e)}$$

$\emptyset t < \min (h/35 ; b/10 ; \emptyset l)$

$\emptyset t = \min (1.14 ; 4 ; 1.6) \Rightarrow \emptyset t < 1.14 \text{ cm}$ on adopter $\emptyset t = 8 \text{ mm}$

- **L'espacement :**

- ✓ **dans la zone nodale (zone critique) :**

$t \leq \min (b_0/3 ; 10 \text{ cm} ; 6\emptyset l) : \text{ en zones IV, V et VI}$

$t \leq \min (35 ; 10 \text{ cm} ; 8.4) t = 8.4 \text{ cm}$

On prend : **st= 10 cm**

- ✓ **dans la zone courante :**

$t' \leq \min (b_c/2 ; h_c/2 ; 10\emptyset l) : \text{ en zones IV, V et VI}$

$t' \leq \min (17.5 ; 17.5 \text{ cm} ; 14) t = 14 \text{ cm}$

On prend: **st=15 cm**

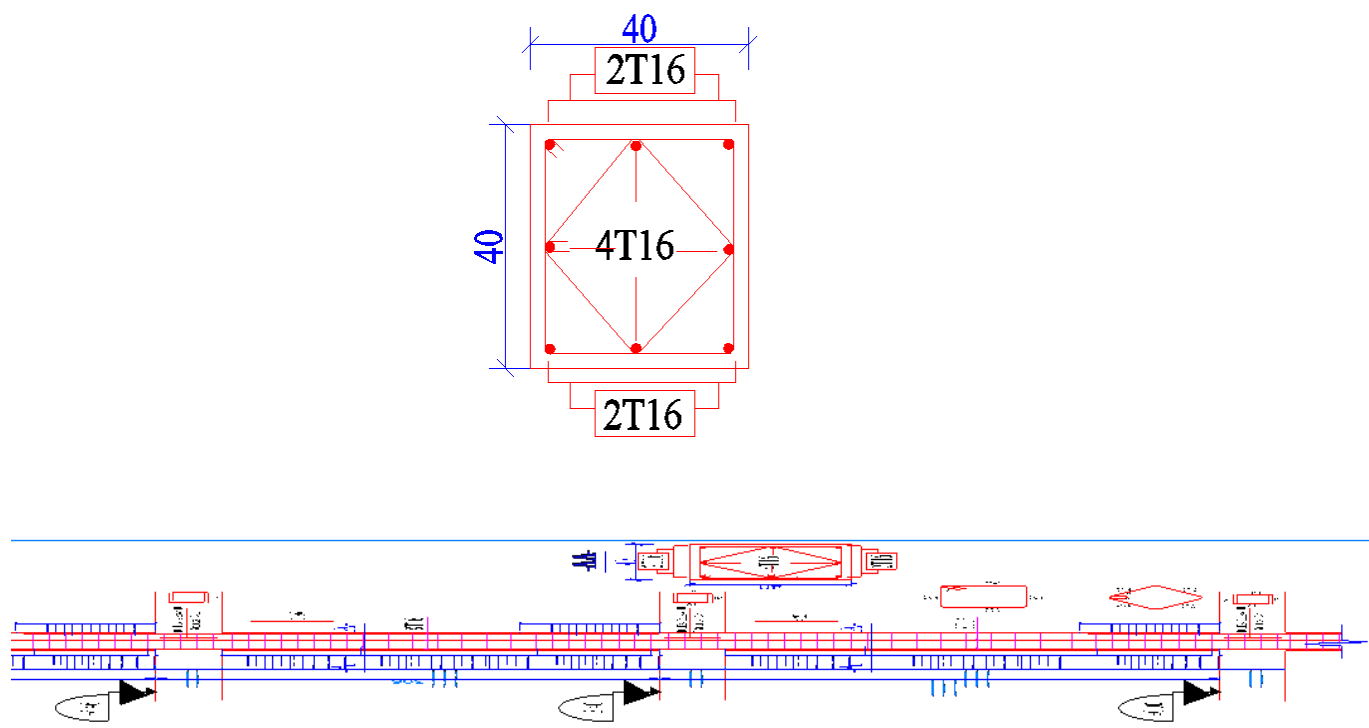


Figure V-1 : Schémas de ferrailage des poteaux

V-3- Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- ❖ Moment fléchissant.
- ❖ Effort tranchant.
- ❖ Effort normal.

Étant donné que l'influence de l'effort normal sur les poutres reste généralement négligeable par rapport à celle du moment fléchissant et de l'effort tranchant, cet effort est ignoré dans le dimensionnement. Ainsi, le ferrailage est réalisé en flexion simple, considérée comme le cas le plus défavorable.

Le dimensionnement des armatures est effectué à l'État Limite Ultime (ELU), tandis que les vérifications sont réalisées à l'État Limite de Service (ELS), la fissuration étant jugée peu préjudiciable.

- Situation durable selon **CBA** :

Elle permet de déterminer le moment fléchissant maximal en travée.

- Situation accidentelle selon le **RPA 2024** :

Elle sert à déterminer les moments négatifs et positifs maximaux au niveau des appuis, permettant ainsi le calcul du ferrailage supérieur aux appuis.

V-3-1- L'étude des Poutres principale :

a) RDC ; 1^{ere} et 2^{eme} étage :

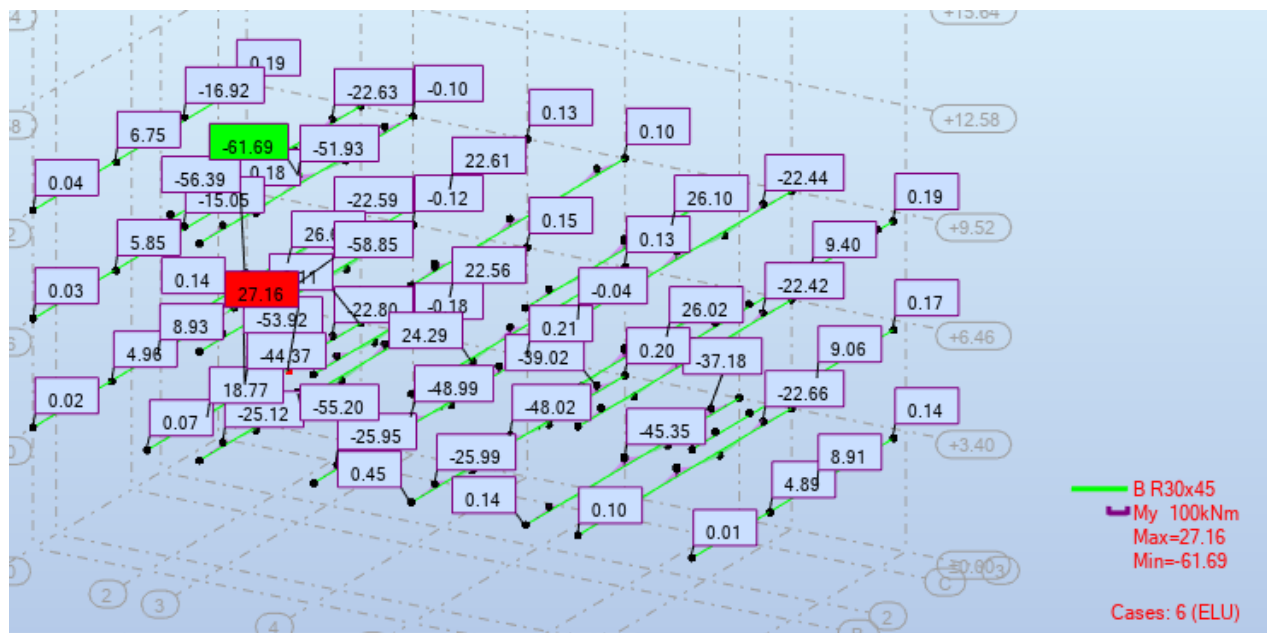


Figure V-2 : moments max a ELU des poutres principales

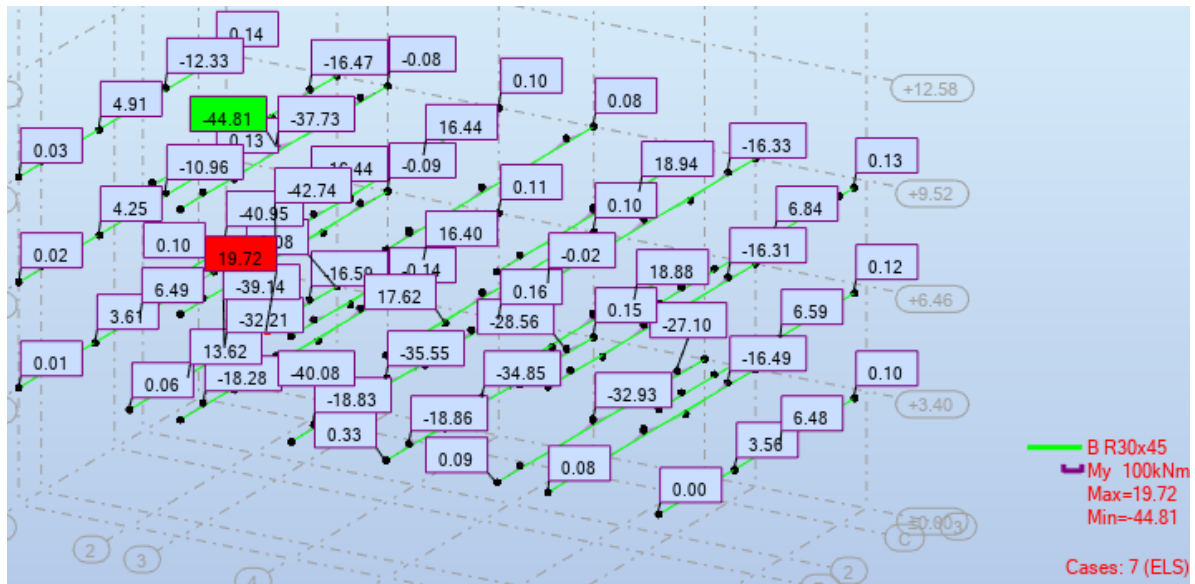


Figure V-3 : moments max a ELS des poutres principales

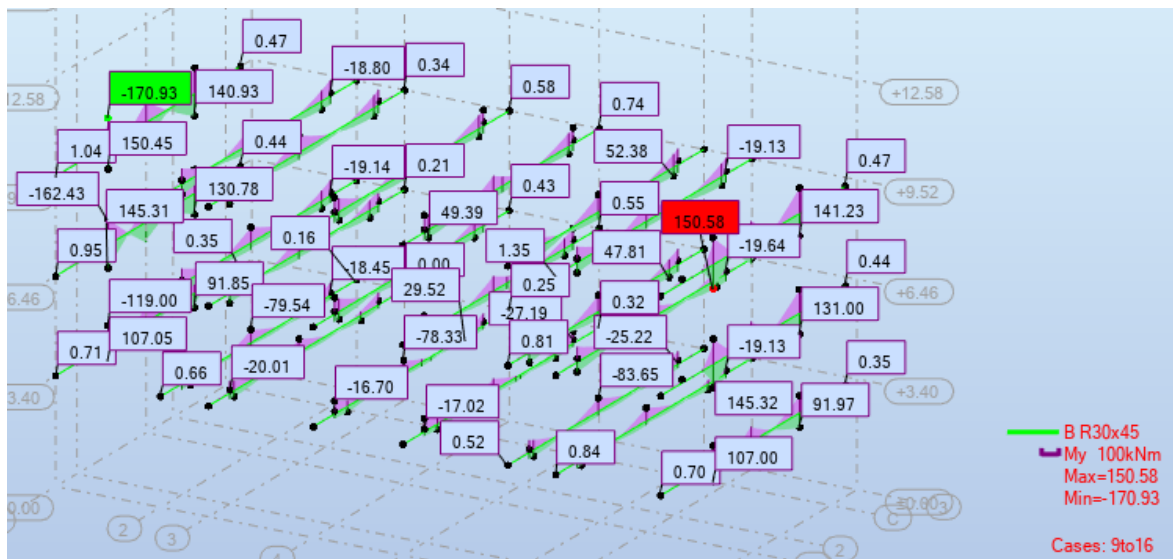


Figure V-4 : moments max a ACC des poutres principales

Section (cm ²)	ELU (K N . m)		ELS (K N . m)		ACC (K N . m)	
30*45	$M_{u\ max}$	$M_{u\ min}$	$M_{ser\ max}$	$M_{ser\ min}$	$M_{a\ max}$	$M_{a\ min}$
	27.16	-61.69	19.72	-44.81	150.58	-170.93
	27.16	-58.85	19.72	-42.74	145.32	-162.40

Tableau V-2 : le moment max dans la poutre principale

🔗 Calcul ferrailage longitudinal :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$h=45\text{cm}$; $b=30\text{cm}$; $d=0.9h=40.5$; $F_c\ 28=25\text{MPa}$; $F_t\ 28=2.1\text{MPa}$

- Ferrailage en appuis:**

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 27.16$ $M_{min} = -61.69$

ELS : $M_{max} = 19.72$ $M_{min} = -44.81$

ELA : $M_{max} = 150.58$ $M_{min} = -170.93$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 9.4$ cm² $A_{s2} = 10.8$ cm²

% d'armatures $\rho = 1.58\%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.11\%$

% d'armatures maximum $\rho_{max} = \text{N/A}$ ☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

$b = 30.0$ ☒ Bloquée

$h = 45.0$ ☒ Bloquée

$d_1 = 2.5$ $d_2 = 2.5$

CALCULER Note

Quitter | Amatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...

Figure V-5 : As appuis cal des poutres principales

$$A_{s1} = 9.4 \text{ cm}^2 ; A_{s2} = 10.8 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage en travée :**

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 27.16$ $M_{min} = -58.85$

ELS : $M_{max} = 19.72$ $M_{min} = -42.74$

ELA : $M_{max} = 145.32$ $M_{min} = -162.40$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 9.0$ cm2 $A_{s2} = 10.2$ cm2

% d'armatures $\rho = 1.51$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.11$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$ ☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 30.0 ☒ Bloquée

h = 45.0 ☒ Bloquée

d₁ = 2.5 d₂ = 2.5

CALCULER Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure V-6 : As travée cal des poutres principales

- **Ferraillage de la section :**

$$\text{BAEL : } A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$\text{RPA : } A_{min} > 0.5\% \times b \times h = 6.75 \text{ cm}^2$$

En appuis (cm) ²	A _{rel}	A _{min}	A _{choi}
sup	10.8	1.46	3HA14+4HA16=10.65cm ²
inf	9.4		3HA14+3HA16=9.15cm ²
En travée (cm) ²	A _{rel}	A _{min}	A _{choi}
sup	10.2	1.46	3HA14+4HA16=10.65cm ²
inf	9.00		3HA14+3HA16=9.15cm ²

b) 3^{ème} et 4^{ème} étage :

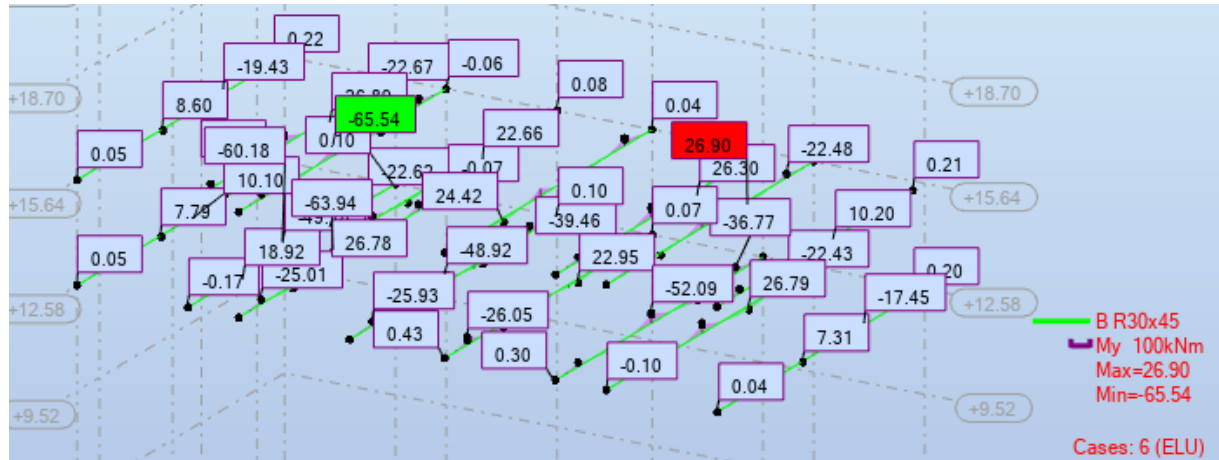


Figure V-7: Moments max a ELU des poutres principales

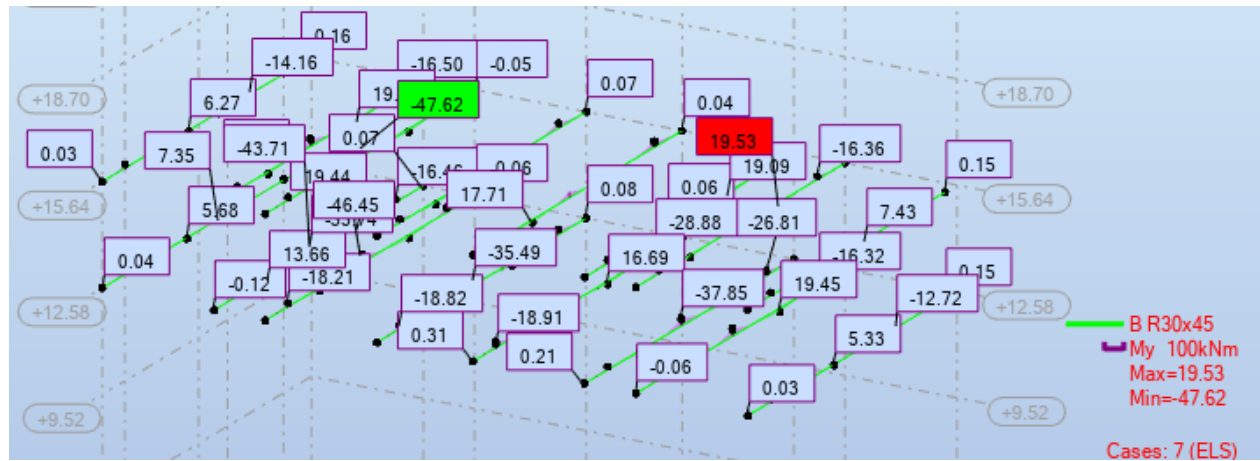


Figure V-8 : moments max a ELS des poutres principales

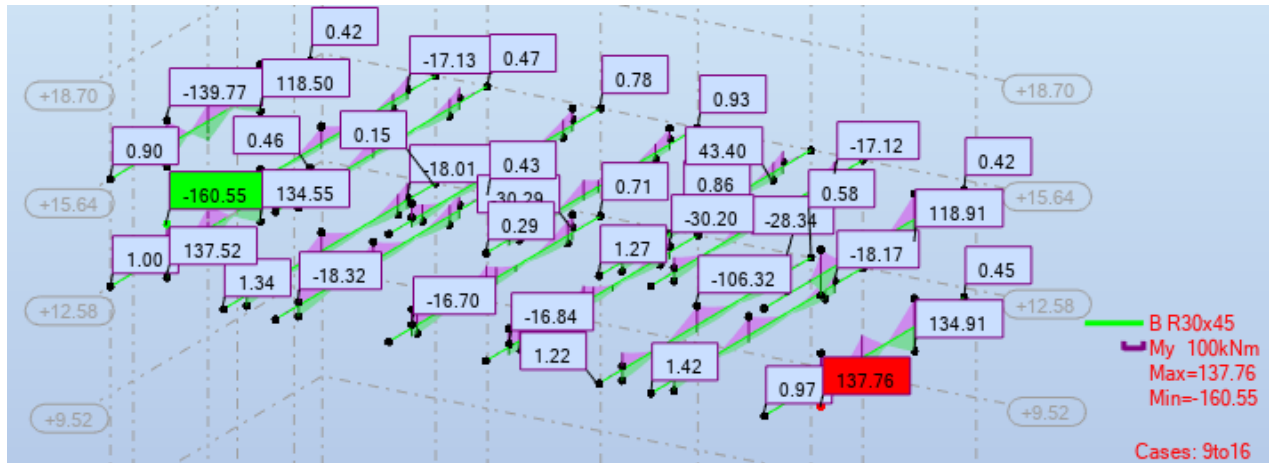


Figure V-9 : moments max a ACC des poutres principales

Section (cm ²)	ELU (K N . m)		ELS (K N . m)		ACC (K N . m)	
	$M_{u \max}$	$M_{u \min}$	$M_{ser \max}$	$M_{ser \min}$	$M_{a \max}$	$M_{a \min}$
30*45	26.90	-65.54	19.53	-47.62	137.76	-160.55
	26.54	-65.54	19.27	-47.62	137.76	-160.55

Tableau V-3 : le moment max dans la poutre principale

🔧 Calcul ferrailage longitudinal :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$h=45\text{cm}$; $b=30\text{cm}$; $d=0.9h=40.5$; $F_c 28=25\text{MPa}$; $F_t 28=2.1\text{MPa}$

- Ferrailage en poutre principal :

- **Ferraillage en appuis:**

EXPERT BA - Flexion simple

Général Calcul Vérification Expert Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 26.60$ $M_{min} = -65.54$

ELS : $M_{max} = 19.53$ $M_{min} = -47.62$

ELA : $M_{max} = 137.76$ $M_{min} = -160.55$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 8.5$ cm² $A_{s2} = 10.1$ cm²

% d'armatures $\rho = 1.46$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.11$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$ ☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 30.0 ☒ Bloquée

h = 45.0 ☒ Bloquée

$d_1 = 2.5$ $d_2 = 2.5$

CALCULER  Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

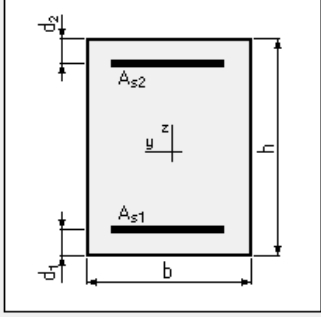


Figure V-10 : As appuis des poutres principales

$$A_{s1} = 8.5 \text{ cm}^2 ; A_{s2} = 10.1 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage en travée :**

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN.m)

ELU : $M_{max} = 26.54$ $M_{min} = -65.54$

ELS : $M_{max} = 19.27$ $M_{min} = -47.62$

ELA : $M_{max} = 137.76$ $M_{min} = -160.65$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 8.5$ cm² $A_{s2} = 10.1$ cm²

% d'armatures $\rho = 1.46$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.11$ % ☐ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 30.0 ☒ Bloquée

h = 45.0 ☒ Bloquée

d₁ = 2.5 d₂ = 2.5

CALCULER Note

Quitter | Armatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...

Figure V-11 : As travée cal des poutres principales

- **Ferraillage de la section :**

BAEL : $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.46 \text{ cm}^2$

RPA : $A_{min} > 0.5\% \times b \times h = 6.75 \text{ cm}^2$

En appuis (cm) ²	A_{rel}	A_{min}	A_{choi}
sup	10.1	1.46	3HA14+3HA16=10.65cm ²
inf	8.5		3HA16+2HA14=9.15cm ²
En travée (cm) ²	A_{rel}	A_{min}	A_{choi}
sup	10.1	1.46	3HA14+3HA16=10.65cm ²
inf	8.5		3HA16+2HA14=9.15cm ²

c) 5^{eme} et 6^{eme} étage :

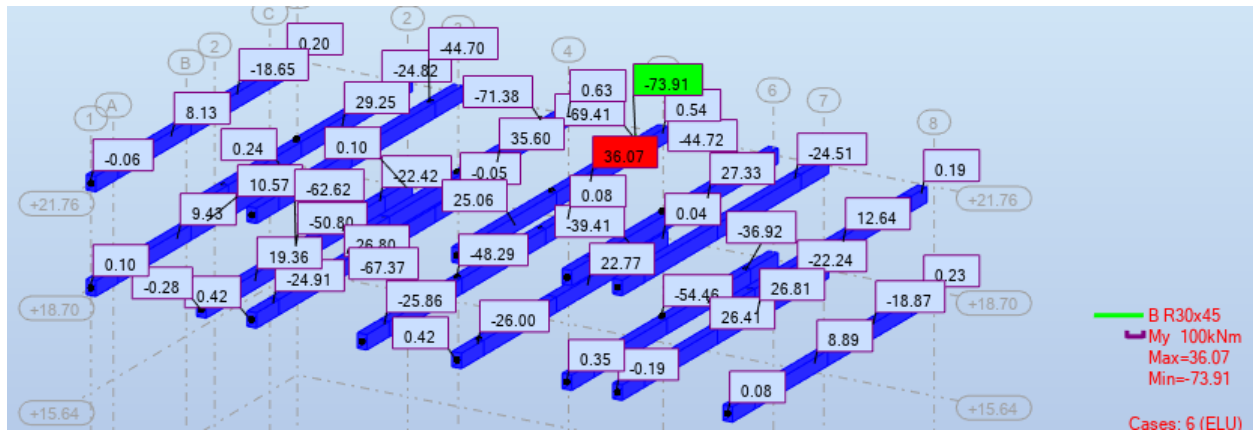


Figure V-11: Moments max a ELU des poutres principales

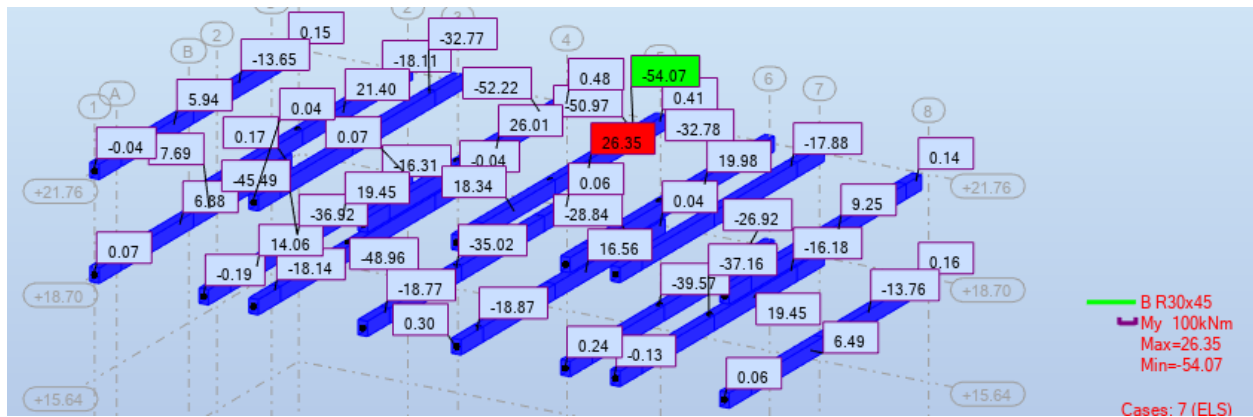


Figure V-12 : moments max a ELS des poutres principales

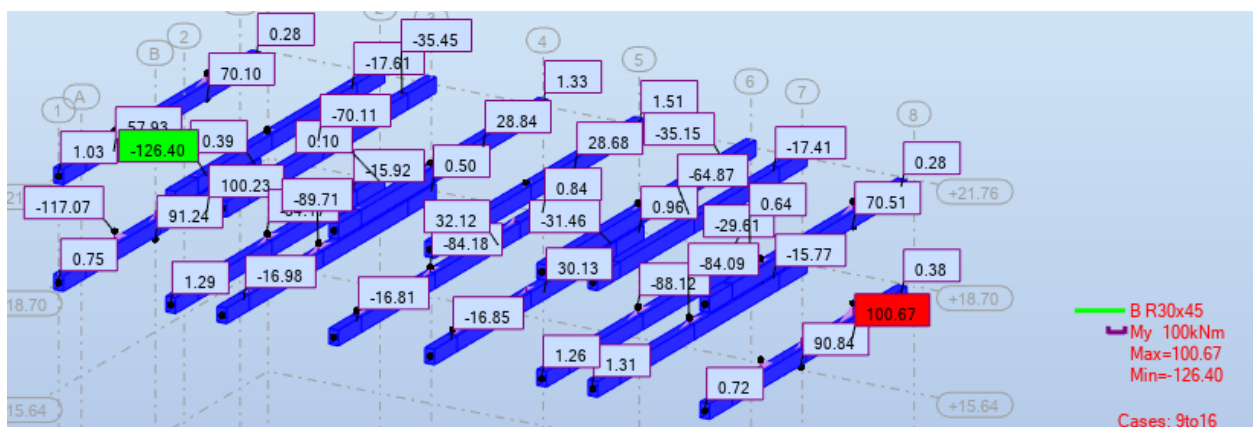


Figure V-13 : moments max a ACC des poutres principales

Section (cm ²)	ELU (K N . m)		ELS (K N . m)		ACC (K N . m)	
30*45	$M_{u \max}$	$M_{u \min}$	$M_{ser \max}$	$M_{ser \min}$	$M_{a \max}$	$M_{a \min}$
	36.07	-73.91	26.35	-54.07	100.67	-126.40
	36.07	-73.91	26.35	-54.07	100.6	-126.40

Tableau V-4 : le moment max dans la poutre principale

🔧 Calcul ferrailage longitudinal :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$h=45\text{cm}$; $b=30\text{cm}$; $d=0.9h=40.5$; $F_c 28=25\text{MPa}$; $F_t 28=2.1\text{MPa}$

- Ferrailage en poutre principal :**

The screenshot shows the 'EXPERT BA - Flexion simple' software interface. The 'Général' tab is active, displaying input data for a beam with a rectangular cross-section. The input data includes moments for ELU, ELS, and ELA states, and the cross-section dimensions (b=30.0 cm, h=45.0 cm). The results section shows the calculated reinforcement areas (A_{s1}=6.2 cm², A_{s2}=7.9 cm²) and the percentage of reinforcement (ρ=1.11%). The software also displays the minimum and maximum reinforcement percentages (ρ_{min}=0.11%, ρ_{max}=N/A) and the effective depth (d₁=2.5 cm, d₂=2.5 cm). A 'CALCULER' button is visible at the bottom right.

Charges (kN*m)

ELU : $M_{\max} = 36.07$; $M_{\min} = -73.91$

ELS : $M_{\max} = 26.35$; $M_{\min} = -54.07$

ELA : $M_{\max} = 100.67$; $M_{\min} = -126.40$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 6.2$ cm² ; $A_{s2} = 7.9$ cm²

% d'armatures $\rho = 1.11\%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{\min} = 0.11\%$ ☐ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{\max} = \text{N/A}$

Section (cm)

$b = 30.0$ ☒ Bloquée

$h = 45.0$ ☒ Bloquée

$d_1 = 2.5$; $d_2 = 2.5$

CALCULER Note

Buttons at the bottom: Quitter, Armatures..., Préférences..., Aide, A propos...

Figure V-14 : As travée des poutres principales

$$A_{s1} = 6.2 \text{ cm}^2 ; A_{s2} = 7.9 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage en appuis**

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 36.07$ $M_{min} = -73.91$

ELS : $M_{max} = 26.35$ $M_{min} = -54.07$

ELA : $M_{max} = 100.60$ $M_{min} = -126.40$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 6.2$ cm² $A_{s2} = 7.9$ cm²

% d'armatures $\rho = 1.11$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.11$ % ☐ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 30.0 ☒ Bloquée

h = 45.0 ☒ Bloquée

d₁ = 2.5 d₂ = 2.5

CALCULER Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure V-15 : As appuis cal de poutres principales

- **Ferraillage de la section :**

$$\text{BAEL : } A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$\text{RPA : } A_{min} > 0.5\% \times b \times h = 6.75 \text{ cm}^2$$

En travée (cm) ²	A_{rel}	A_{min}	A_{choi}
sup	6.2	1.46	3HA14+2HA16=8.64cm ²
inf	7.9		3HA14+2HA16=8.64cm ²
En appuis (cm) ²	A_{rel}	A_{min}	A_{choi}
sup	6.2	1.46	3HA14+2HA16=8.64cm ²
inf	7.9		3HA14+2HA16=8.64cm ²

Armatures transversals

D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \varnothing_l) \text{ cm} \Rightarrow \varnothing_t \leq \text{Min} (45/35 ; 30/10 ; 1.6) \Rightarrow \varnothing_t \leq \text{Min} (1.28 ; 3 ; 1.6)$$

$$\varnothing_t \leq 1.14 \text{ cm} = 11.4 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

Espacements des armatures transversales : (art 7.5.2 RPA 99 /2024) [3].

Zones critiques :

$$S_t = \text{min} (h / 4 ; 24\varnothing_t ; 17.5 \text{ cm} ; 6\varnothing_l) \rightarrow s t = \text{min} (45 / 4 ; 24 \times 0.8 ; 17.5 \text{ cm} ; 6 \times 1.6)$$

$$s t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq h / 2 = 45 / 2 = 22.5 \text{ cm} \rightarrow S t = 15 \text{ cm}$$

V-3-2- L'étude des Poutres secondaires :

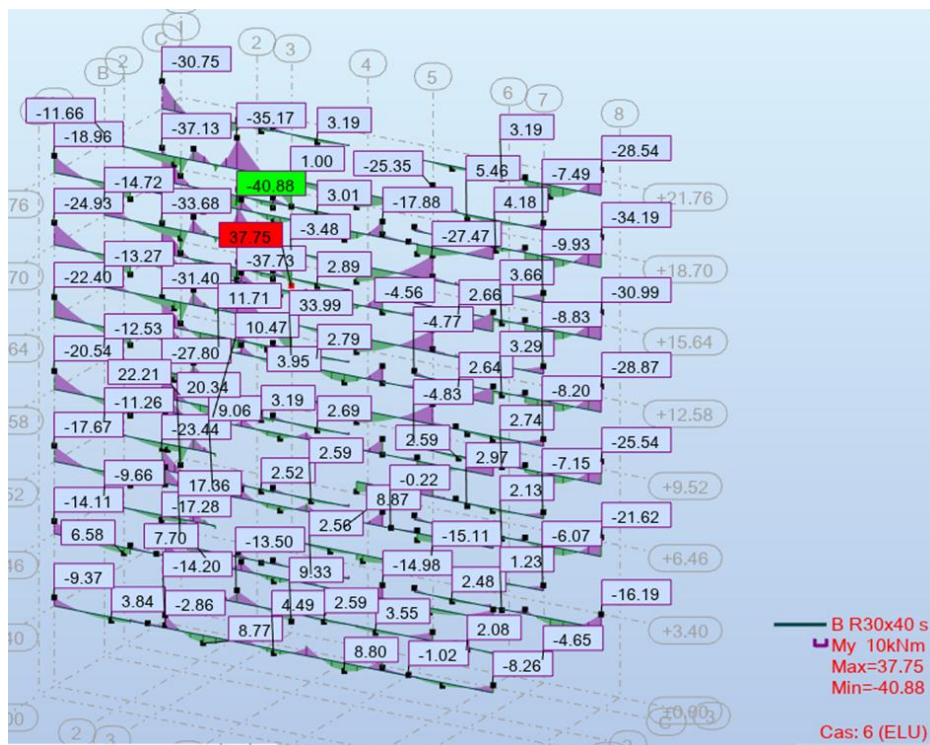


Figure V-16 : Moments max a ELU des poutres secondaires

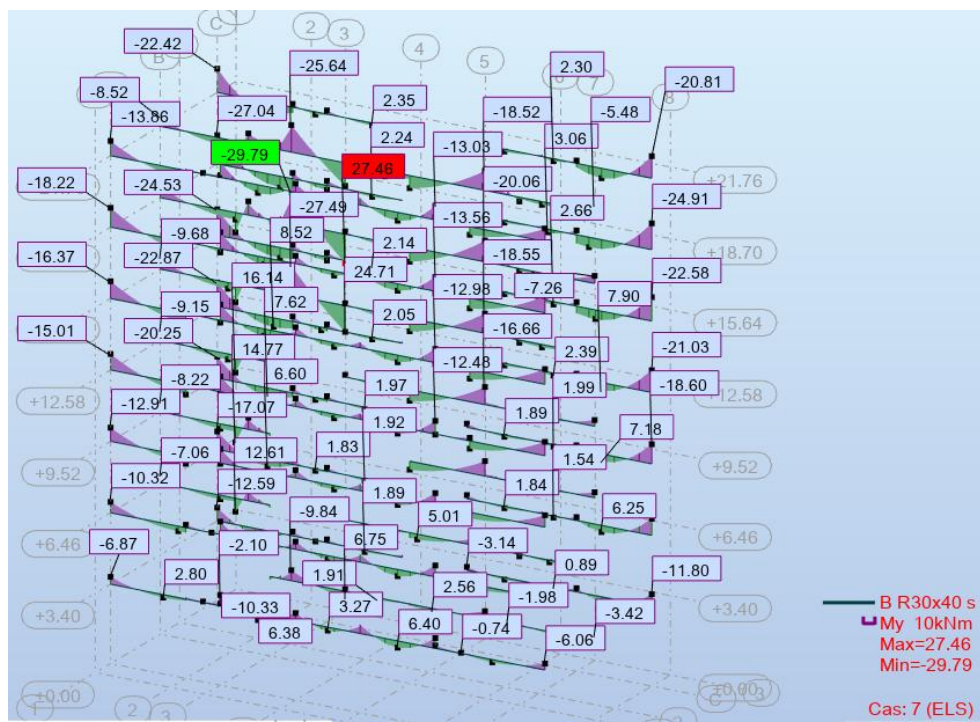


Figure V-17 : Moments max a ELS des poutres secondaires

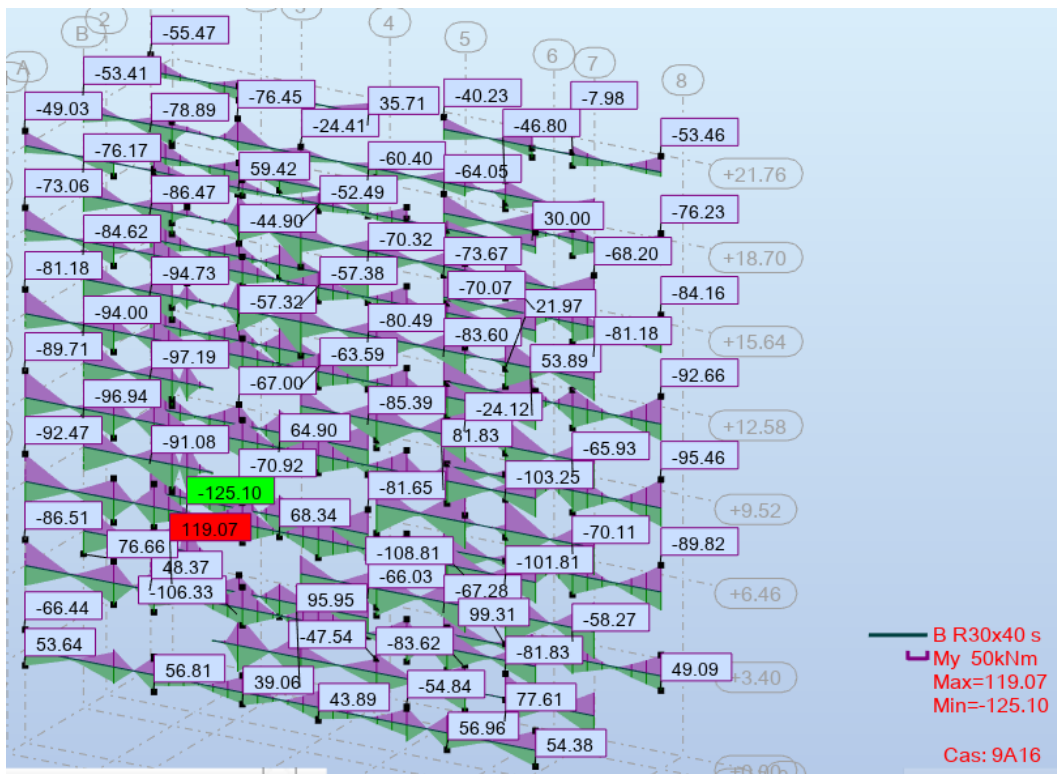


Figure V-18 : Moments max a ACC des poutres secondaires

Section (cm ²)	ELU (K N . m)		ELS (K N . m)		ACC (K N . m)	
30*40	$M_{u \max}$	$M_{u \min}$	$M_{ser \max}$	$M_{ser \min}$	$M_{a \max}$	$M_{a \min}$
	37.75	-44.88	27.46	-29.79	119.07	-125.10
	37.75	-40.88	27.46	-29.79	133.67	-144.28

Tableau V-5 : le moment max dans la poutre secondaires

🌈 Calcul ferrailage longitudinal :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$h=44\text{cm}$; $b=30\text{cm}$; $d=0.9h=40.5$; $F_c 28=25\text{MPa}$; $F_t 28=2.1\text{MPa}$

- **Ferrailage en poutre secondaires :**

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 37.75$ $M_{min} = -44.88$

ELS : $M_{max} = 27.46$ $M_{min} = -29.79$

ELA : $M_{max} = 119.07$ $M_{min} = -125.10$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 8.4$ cm² $A_{s2} = 8.9$ cm²

% d'armatures $\rho = 1.54$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.11$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$ ☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 30.0 ☒ Bloquée

h = 40.0 ☒ Bloquée

d₁ = 2.5 d₂ = 2.5

CALCULER  Note

Quitter | Armatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...

Figure V-19: As travée cal des poutres secondaires

$$A_{s1} = 8.4 \text{ cm}^2 ; A_{s2} = 8.9 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage en appuis :**

EXPERT BA - Flexion simple

Général Calcul Vérification Expert Flèche

Charges (kN.m)

ELU : $M_{max} = 37.75$ $M_{min} = -40.88$

ELS : $M_{max} = 27.46$ $M_{min} = -29.79$

ELA : $M_{max} = 133.67$ $M_{min} = -144.28$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 9.5$ cm² $A_{s2} = 10.3$ cm²

% d'armatures $\rho = 1.76\%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.11\%$ ☐ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 30.0 ☒ Bloquée

h = 40.0 ☒ Bloquée

d₁ = 2.5 d₂ = 2.5

CALCULER Note

Quitter Armatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure V-20 : As appuis cal de poutres secondaires

- **Ferraillage de la section :**

BAEL : $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.46 \text{ cm}^2$

RPA : $A_{min} > 0.5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2$

En travée	A_{rel}	A_{min}	A_{choi}
sup	8.4	1.46	3HA16+2HA14=9.11cm ²
inf	8.9		3HA16+2HA14=9.11cm ²
En appuis	A_{rel}	A_{min}	A_{choi}
sup	9.5	1.46	3HA16+3HA14=10.65cm ²
inf	10.3		3HA16+3HA14=10.65cm ²

Armatures transversals

D'après le BAEL 91 :

$$\emptyset t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \emptyset l) \text{ cm} \Rightarrow \emptyset t \leq \text{Min} (45/35 ; 30/10 ; 1.6) \Rightarrow \emptyset t \leq \text{Min} (1.28 ; 3 ; 1.6)$$

$$\emptyset t \leq 1.14 \text{ cm} = 11.4 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend : } \emptyset t = 8 \text{ mm}$$

Espacements des armatures transversales : (art 7.5.2 RPA 99 /2024) [3].

Zones critiques :

$$S_t = \min (h / 4 ; 24\phi_t ; 17.5 \text{ cm} ; 6\phi_l) \rightarrow s t = \min (45 / 4 ; 24 \times 0.8 ; 17.5 \text{ cm} ; 6 \times 1.6)$$

$$s t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq h / 2 = 45 / 2 = 22.5 \text{ cm} \rightarrow S t = 15 \text{ cm}$$

V-3-3- Schémas de ferrailage des poutres :

📌 Schémas de ferrailage des poutres principales :

❖ RDC ; 1^{ère} et 2^{ème} étage :

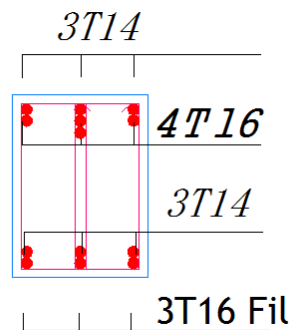


Figure V-21 : Schémas de ferrailage des poutres principales (RDC ; 1^{ère} et 2^{ème} étage)

❖ 3^{ème} et 4^{ème} étage :

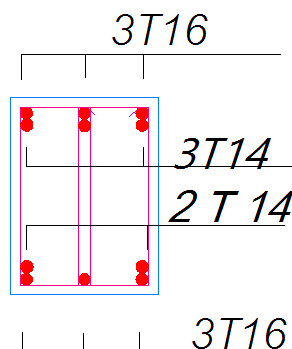


Figure V-22 : Schémas de ferrailage des poutres principales (3^{ème} et 4^{ème} étage)

❖ 5^{eme} et 6^{eme} étage :

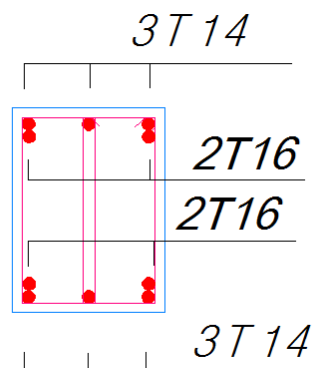


Figure V-23 : Schémas de ferrailage des poutres principales (5^{eme} et 6^{eme} étage)

✚ Schémas de ferrailage des poutres secondaires :

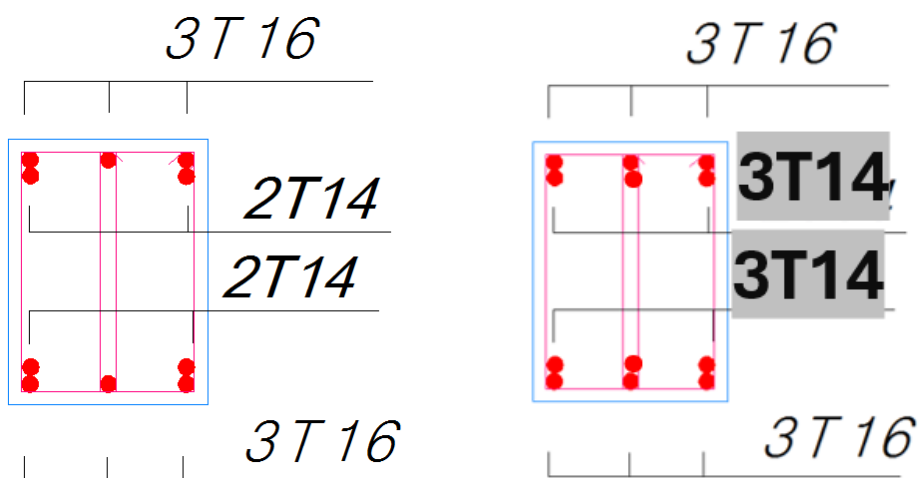


Figure V-24 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires en appuis et travée

V-4- Ferrailage des voiles :

V-4-1- Introduction:

Les voiles porteurs constituent des éléments structuraux fondamentaux, particulièrement en zones sismiques, en raison de leur contribution significative à la reprise des efforts horizontaux, tels que les moments fléchissants et les efforts tranchants. Ils assurent une augmentation de la rigidité globale de la structure et permettent de limiter les déplacements latéraux.

Dans ce travail, nous nous basons sur le règlement **RPA 2024**, qui définit des prescriptions détaillées relatives à la conception et au ferrailage des voiles. Celui-ci prévoit notamment leur classification en fonction de leurs dimensions, l'identification d'une **zone critique** à la base nécessitant un renforcement particulier, ainsi que l'imposition de taux minimaux d'armatures et de dispositions d'espacement spécifiques, afin de garantir la sécurité et la stabilité de l'ouvrage.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

Selon BAEL : ELU : $1.35G + 1.5Q$

Selon RPA 99 (situation accidentelle) : $A_{cc} : G + \psi \cdot \varphi + E_1$ et $G + \psi \cdot \varphi + E_2$

Le ferrailage à adopter sera déterminé en fonction des sollicitations suivantes :

$N_{max} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_1$

$M_{max} \rightarrow N_{correspondant} \rightarrow A_2 \rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$

$N_{min} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_3$

V-4-2- Recommandation :

❖ Armatures verticales :

Le ferrailage vertical est conçu pour reprendre les efforts engendrés par la flexion composée.

Les armatures doivent être capables d'absorber entièrement les efforts de traction dans la zone tendue du voile, en respectant un taux minimal de 0,20 % de la section horizontale du béton sollicitée en traction.

Au niveau des extrémités du voile, les barres verticales sont maintenues par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile, afin d'assurer un bon confinement.

Dans ces zones, un renforcement est exigé avec une réduction de l'espacement des armatures à $L/10$ de la longueur du voile, sans excéder 15 cm ($st \leq 15 \text{ cm}$).

En présence de fortes sollicitations de compression aux extrémités, les armatures verticales doivent satisfaire aux mêmes exigences que celles des poteaux.

Enfin, les armatures du dernier niveau sont ancrées à l'aide de crochets en partie supérieure, tandis que les autres barres sont assemblées par recouvrement sans crochets.

❖ **Armatures horizontales :**

À l'instar des armatures verticales, les armatures horizontales doivent satisfaire aux exigences du RPA 2024.

Les armatures horizontales, disposées parallèlement aux faces du voile, sont positionnées entre les armatures verticales et le coffrage, au plus près des surfaces du mur.

Elles sont munies de crochets inclinés à 135° , avec une longueur d'ancrage équivalente à 10 fois le diamètre de la barre (10Φ), afin d'assurer une bonne fixation et un comportement mécanique efficace

❖ **Armatures transversales :**

Elles ont principalement pour rôle de maintenir les armatures verticales intermédiaires et de les empêcher de flamber. Leur densité ne doit pas être inférieure à quatre barres par mètre carré, afin d'assurer la stabilité et le bon comportement de la structure.

Vers 1.5.1

الأساور غير مطلوبة

عناصر طرفية عادية

عناصر طرفية خاصة

21.76 m

6.46 m

3.4 m

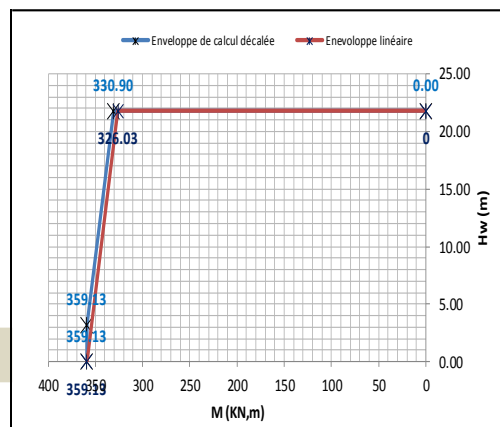
0.00 m

Zone supérieure

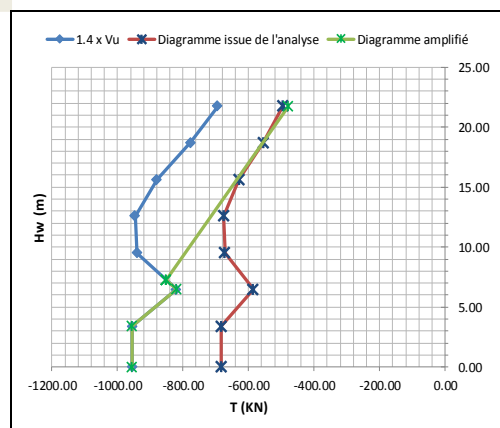
Au-dessus de la zone critique

Zone critique

**MORSU
HAMMO**

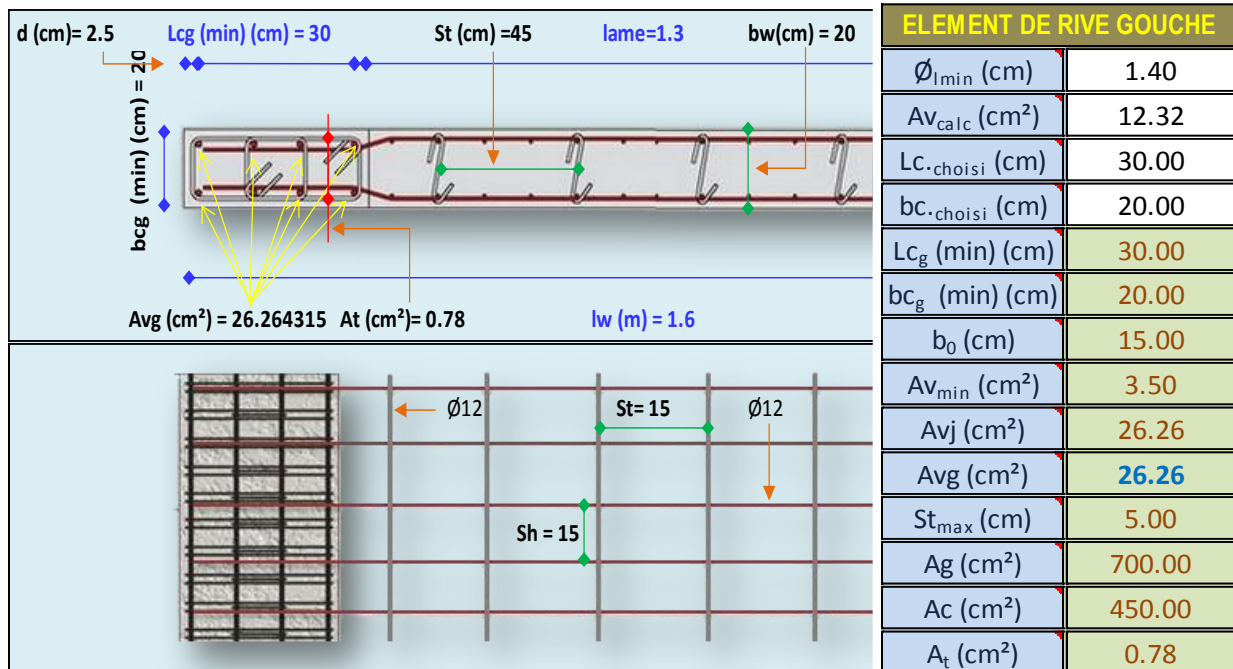


**MORSILI
HAMMOUCHE**
CIVIL ENGINEERING



Vers 1.5.1

DONNEES																
h_b (m)	l_w (m)	b_w (m)	$d_{1,2}$ (cm)	F_{228} (Mpa)	F_e (Mpa)	γ_b	γ_s	h_c (m)	R	Q_f	T_0 (s)	T_z (s)	N (KN)	M_{ED} (KN,m)	$\tilde{V}$ (KN)	M_{RD} (KN,m)
3.00	1.60	0.20	2.50	25.00	400.00	1.20	1.00	3.20	4.50	1.00	0.67	0.60	62.81	359.13	955.07	1650.20

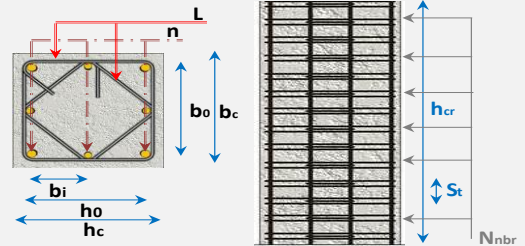


L'AME			
L'AME (aciers verticaux)		L'AME (aciers horizontaux)	
ϕ_i (cm)	1.20	ϕ_i (cm)	1.20
Sv_{choisi} (cm)	15.00	Sh_{choisi} (cm)	15.00
Sv_{max} (cm)	25.00	Sh_{max} (cm)	25.00
ϕ_{lmin} (cm)	0.80	Z (cm)	120.00
ϕ_{lmax} (cm)	2.50	ϕ_{lmax} (cm)	2.50
$Avmin$ (cm ²)/e=15cm	0.60	$Ahmin$ (cm ²)/e=15cm	2.98
Asv (cm ²)/L =80cm	13.57	Ash (cm ²)/h =320cm	49.76
τ_b (MPa) = 3.32 < τ_{adm} (MPa) = 5		Condition vérifiée	

CONDITIONS DE DUCTILITE LOCALE

ELEMENT DE RIVE GOUCHE	
v _d (KN)	0.01
F _{yd} /F _{cd}	19.20
ω _v	0.13
χ _u	29.87
V _{nc} (cm³)	144000.00
V _{st} (cm³)	5017.50
ε _{cu}	0.0035
μ _φ	0.96
α _n	0.89
α _s	0.76
α	0.68
ε _{cu,c}	0.05
ε _{sy}	0.0020
ω _{wd}	0.6690
ω _{wd} (min)	-0.0356
L _{c,calcul} (cm)	27.74
Condition vérifiée	

ELEMENT GOUCHE	
n	8
b _i (cm)	6.00
L (cm)	161.00
Ø _i (cm)	0.80
N _{nbr}	62
St (cm)	5.00
b _c (cm)	20.00
b ₀ (cm)	15.00
h _c (cm)	35.00
h ₀ (cm)	30.00



FERRAILLAGE DES VOILES DE LA ZONE SUPERIEURE

R.P.A 2024

Vers 1.5.1

L'AME (Zone supérieure)			
L'AME (aciers verticaux)		L'AME (aciers horizontaux)	
Ø _i (cm)	1.20	Ø _i (cm)	1.20
St _{choisi} (cm)	15.00	St _{choisi} (cm)	15.00
Ø _{lmax} (cm)	2.50	Ø _{lmax} (cm)	2.50
St _{max} (cm)	20.00	St _{max} (cm)	20.00

Ferraillage de la zone supérieure

La zone supérieure des voiles élancés peut être considérée comme une zone élastique devant résister aux sollicitations ; son dimensionnement peut être conduit selon les règles classiques de béton armé. Pour éviter toute plastification de cette zone, les sollicitations de calcul sont constituées par l'enveloppe des moments et/ou de l'effort tranchant amplifié. Les dispositions ci-dessous doivent être respectées :

- les barres verticales principales d'extrémité doivent être stabilisées contre le phénomène de flambement ;
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à leurs extrémités.

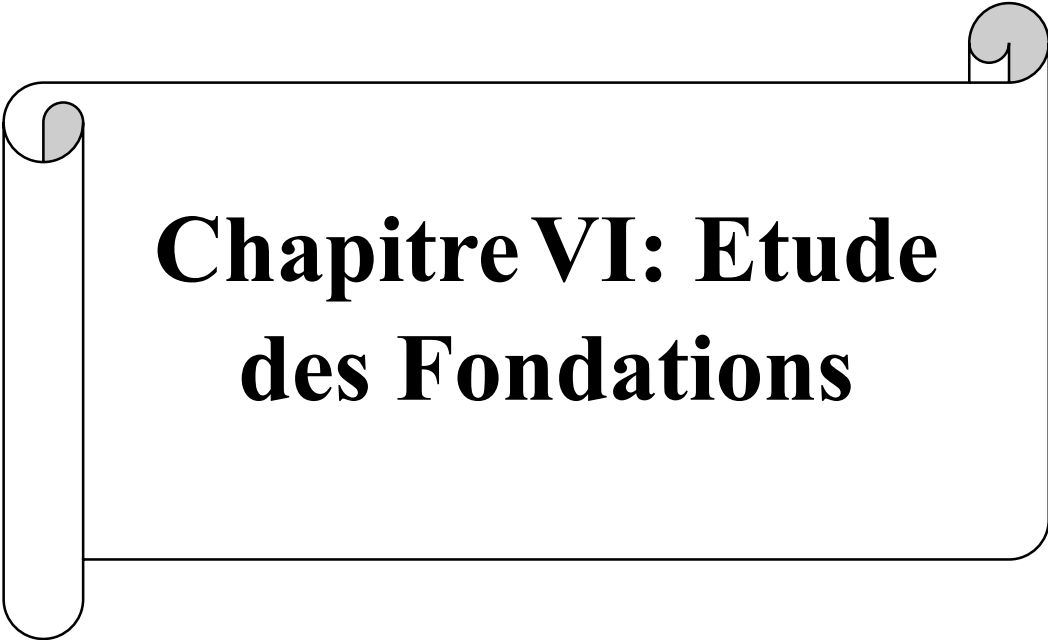
Au-dessus de la zone critique, et en respectant la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen, en appliquant les règles de béton armé en vigueur.

Il convient, en outre, de prévoir des éléments de rive sur un niveau supplémentaire, avec au moins la moitié des armatures de confinement requises dans la zone critique.

Niveau	H _i [m]	N _i [KN]	M _i [KN.m]	T _i [KN]	ELEMENTS DE RIVE			L'AME					Zone
					A _{sv} (cm²)	A _{svmin} (cm²)	Choix des barres	A _{vmin} (cm²) e = 15 cm	Choix des barres n HA12/e= 15 cm	A _h (cm²)	A _{hmin} (cm²) e = 15 cm	Choix des barres n HA12/e= 15 cm	
0	0.00												Zone critique(déjà calculée)
1	3.40												Zone critique(déjà calculée)
2	6.46	56.31	354.17	-819.73	12.32	3.00	8HA14 = 12.32	0.60	2HA12=2.26cm²	2.56	0.60	4HA12=4.52cm²	Au-dessus de la zone critique
3	9.52	8.13	349.52	-792.61	12.32	3.00	8HA14 = 12.32	0.60	2HA12=2.26cm²	2.48	0.60	4HA12=4.52cm²	Zone supérieure
4	12.58	19.13	344.86	-713.84	9.04	3.00	8HA12 = 9.04	0.60	2HA12=2.26cm²	2.23	0.60	2HA12=2.26cm²	Zone supérieure
5	15.64	38.29	340.21	-635.07	9.04	3.00	8HA12 = 9.04	0.60	2HA12=2.26cm²	1.98	0.60	2HA12=2.26cm²	Zone supérieure
6	18.70	46.97	335.55	-556.30	9.04	3.00	8HA12 = 9.04	0.60	2HA12=2.26cm²	1.74	0.60	2HA12=2.26cm²	Zone supérieure
7	21.76	28.87	330.90	-477.53	9.04	3.00	8HA12 = 9.04	0.60	2HA12=2.26cm²	1.49	0.60	2HA12=2.26cm²	Zone supérieure

V-5- Conclusion :

Ce chapitre a présenté le ferrailage des principaux éléments structuraux du bâtiment (voiles, poteaux, poutres et voiles porteurs). Le dimensionnement a été effectué conformément au règlement parasismique en vigueur, assurant la résistance aux actions sismiques et gravitaires. La disposition des armatures garantit la ductilité, la continuité et la sécurité de la structure, tout en respectant les contraintes techniques et économiques.



Chapitre VI: Etude des Fondations

VI-1- Introduction :

Les fondations représentent la partie de la structure en contact direct avec le sol, assurant la transmission des charges provenant de la superstructure. Elles constituent un élément fondamental de l'ouvrage, car la stabilité globale du bâtiment dépend directement de leur conception et de leur exécution.

Leur rôle principal est de transférer les efforts issus des éléments porteurs tels que les poteaux, les voiles et les murs vers le sol. Cette transmission peut se faire de manière directe, comme dans le cas des semelles reposant directement sur le terrain ou des radiers, ou de manière indirecte à travers des éléments intermédiaires, notamment dans le cas des fondations sur pieux

VI-2- Classification des fondations:

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir ses charges dans le sol suivant l'importance de ces derniers ainsi que la résistance du terrain.

- Les fondations superficielles sont des types de fondation plus adaptées au site dont les couches superficielles possèdent une capacité portante suffisante à l'implantation de l'ouvrage.

On distingue des semelles isolées, filantes et des radiers généraux.

- Les fondations profondes et semi profondes sont des types de fondation utiles aux sites présentant une profondeur assez grande du bon sol ou des terrains avec des couches superficielles constituées de rempli avec une faible capacité portante. On distingue des puits et des pieux.

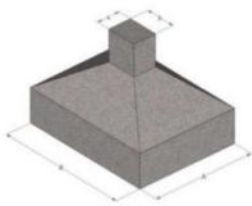


Figure1: Semelle isolée

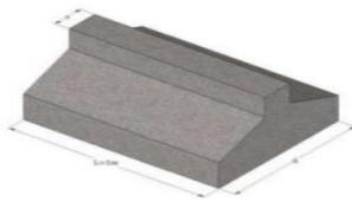


Figure 2: Semelle filante

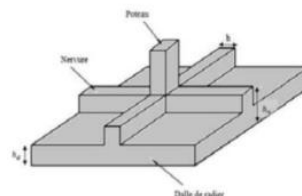


Figure 3: Radier générale.

VI-3-Données de site :

- Le terrain est plat
- La contrainte admissible recommandée est de : 2.0 bars
- le laboratoire conseille de projeter les fondations dans sol à partir de 1.50 m de profondeur

VI-4-Stabilité des fondations

Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure
- Des sollicitations dues au sol

VI-5-Combinaisons d'actions à considérer :

ELU : $1.35G+1.5Q$ (B.A.E.L91)

Combinaison accidentelle : $G+Q\pm E$.

$0.8G\pm E$. (RPA 2024)

ELS: $G+Q$.

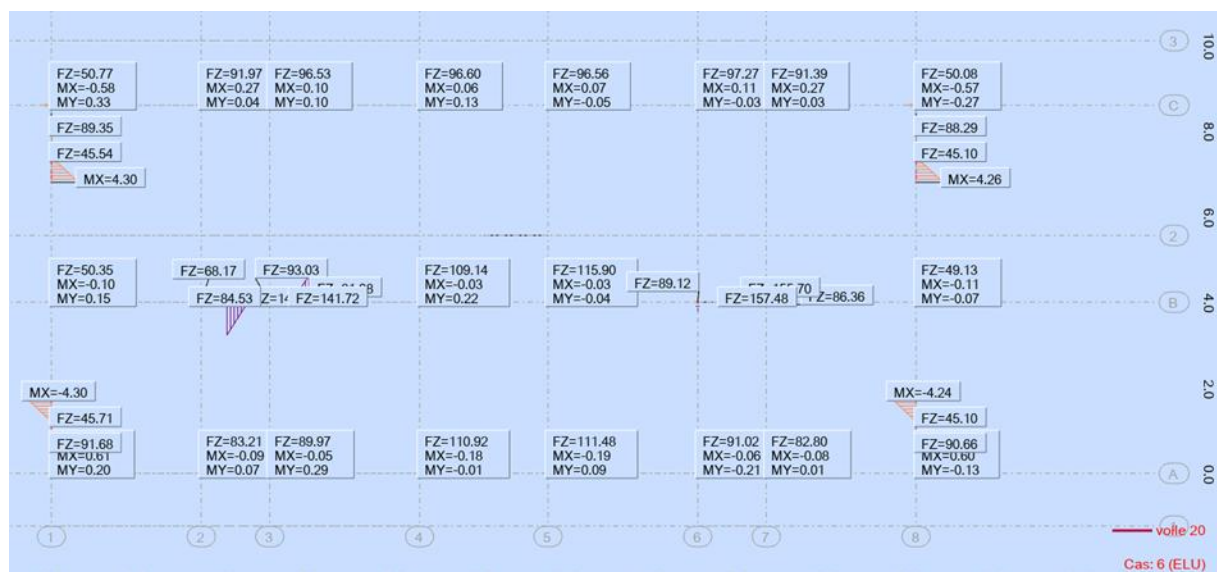


Figure VI.4 : Les réactions des fondations ELU

Interface De Calcul Et Dessin De Semelles Filantes Rigides Sous Poteaux ...

Nom du Fichier Resultat Nombre de Semelles à traiter (max = 9)

Semelle N° Nom de la semelle: Nombre de poteaux Aide

Contrainte du sol Coté poteau (ST) Debord gauche Debord droit

Poteau	1	2	3	4	5	6	7
Coté (SL)	0.4	0.4	0.4				
N (ELS)	80.84	79.59	70.67				
N (ELU)	110.92	109.14	96.60				
Mt (ELU)	-0.18	0.22	0.13				
L. Travée	3.60	4.20					
Mt appui	-6.759	-71.93	-4.996				
Mt travée	29.53	39.92					OK

Resultats :

Epaisseur semelle	0.35
Hauteur poutre de rigidité	0.71
Largeur semelle	1.64
Longueur semelle	10.1
Contrainte maximale	2.519
Contrainte moyenne	1.955

Valeurs à retenir

Epaisseur de la semelle	0.4
Hauteur poutre de rigidité	0.80
Largeur de la semelle	1.70

Aciers Lit Superieur Nervure

	4	T	16
1er Lit Filant			
2éme Lit Filant	☒		
Aciers en travée			

Aciers Lit Inferieur Nervure

	4	T	16
1er Lit Filant			
2éme Lit Filant	☒		
Aciers sous poteaux			

S - C

	Appui	Travée
C.A.T	222	340
C.A.C	201	113
C.C.B	18	10

Sauvegarde Fichier Resultats

Figure VI.5 : Semelle Filante 1

VI-6-Calcul de Semelles filantes Rigides sous poteaux :

- Répartition des contraintes LINEAIRE SOUS POINT D'APPUI
- Dimensionnement et Calcul a l'ELU
- Vérification des contraintes a l'ELS

VI-7- Donnees : Semelle Filante 1

- Ancrage des semelles = 1.5 m
- Contrainte admissible = 2 bars
- Nombre de poteaux = 3

VI-8-Longueur des travées (entre-nus)(m) :

- Travée 1 : L = 3.60 m
- Travée 2 : L = 4.20 m
- Debord gauche = 0.55m

- Debord droit = 0.55m

Poteau 1 : $N(ELS) = 80.84 \text{ t}$

$N(ELU) = 110.92 \text{ t}$

$M(ELU) = -0.18 \text{ t.m}$

Poteau 2 : $N(ELS) = 79.59 \text{ t}$

$N(ELU) = 109.14 \text{ t}$

$M(ELU) = 0.22 \text{ t.m}$

Poteau 3 : $N(ELS) = 70.67 \text{ t}$

$N(ELU) = 96.60 \text{ t}$

$M(ELU) = 0.13 \text{ t.m}$

Resultats

VI-9- Coffrage Semelle donne par les calculs :

Epaisseur de la semelle = 0.35 m

Hauteur de la poutre de rigidite = 0.71 m

Largeur de la semelle = 1.64 m

Longueur de la semelle = 10.1 m

Contrainte maximale sous la semelle = 2.51 bars

Contrainte moyenne sous la semelle = 1.95 bars

Efforts :

Moments sur appuis et a mi-travée (t.m):

Poteau 1 : $M_a = -6.75$

Travée 1 : $M_t = 29.53$

Poteau 2 : $M_a = -71.93$

Travée 2 : $M_t = 39.92$

Poteau 3 : $M_a = -4.99$

VI-10- Coffrage Retenu pour la Semelle :

Epaisseur de la semelle = 0.4 m

Hauteur de la poutre de rigidite = 0.80 m

Largeur de la semelle = 1.70 m

Longueur de la semelle = 10.1 m

VI-11- Sections d'acier retenue:

Aciers superieurs filants (1er lit) : 4 T 16

Aciers superieurs filants (2eme lit): 4 T 16

Aciers inferieurs filants (1er lit) : 4 T 16

Aciers inferieurs filants (2eme lit): 4 T 16

VI-12- Contraintes en travée :

Contrainte Aciers tendus = 340 MPa

Contrainte Aciers comprimés = 113 MPa

Contrainte Béton = 10 Mpa

VI-13-Contraintes sous poteaux :

Contrainte Aciers tendus = 222 MPa

Contrainte Aciers comprimés = 201 MPa

Contrainte Béton = 18 MPa

Interface De Calcul Et Dessin De Semelles Filantes Rigides Sous Poteaux ...

Nom du Fichier Resultat : Nombre de Semelles à traiter (max = 9)

Semelle N° : Nom de la semelle : Nombre de poteaux :

Contrainte du sol : Coté poteau (ST) : Debord gauche : Debord droit :

Poteau	1	2	3	4	5	6	7
Coté (SL)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	
N (ELS)	67.11	70.47	70.67	70.64	71.01	66.69	
N (ELU)	91.97	96.53	96.60	96.56	97.27	91.39	
Mt (ELU)	0.27	0.10	0.13	0.07	0.11	0.27	
L. Travée	1.20	3.10	2.60	3.10	1.20		

Resultats :

Epaisseur semelle : 0.27
Hauteur poutre de rigidité : 0.54
Largeur semelle : 1.61
Longueur semelle : 14.7
Contrainte maximale : 2.145
Contrainte moyenne : 1.948

Valeurs à retenir

Epaisseur de la semelle : 0.40
Hauteur poutre de rigidité : 0.80
Largeur de la semelle : 1.70

Mt appui : -10.03 -31.53 -27.75 -27.92 -31.65 -9.969
Mt travée : -3.827 22.09 5.588 22.16 -3.877

Aciers Lit Superieur Nervure

1er Lit Filant : 4 T 16
2ème Lit Filant : ☒ 4 T 16
Aciers en travée : ☐ T

Aciers Lit Inferieur Nervure

1er Lit Filant : 4 T 16
2ème Lit Filant : ☒ 4 T 16
Aciers sous poteaux : ☐ T

Appui

C.A.T : 297
C.A.C : 90
C.C.B : 8

Travée

C.A.T : 211
C.A.C : 64
C.C.B : 6

Sauvegarde Fichier Resultats

Figure VI.6 : Semelle Filante 2

VI-14-Calcul de Semelles filantes Rigides sous poteaux 2eme sens :

- Répartition des contraintes LINEAIRE SOUS POINT D'APPUI
- Dimensionnement et Calcul a l'ELU
- Vérification des contraintes a l'ELS

Données : Semelle Filante 2

- Ancrage des semelles = 1.5 m
- Contrainte admissible = 2 bars
- Nombre de poteaux = 6

VI-15- Longueur des travées (entre-nuis)(m) :

- Travée 1 : L = 1.20
- Travée 2 : L = 3.10
- Travée 3 : L = 2.60

- Travée 4 : $L = 3.10$
- Travée 5 : $L = 1.20$
- Débord gauche = 0.55m
- Débord droit = 0.55m

Sol : Moyen

Poteau 1 : $N(\text{ELS}) = 67.11 \text{ t}$

$N(\text{ELU}) = 91.97 \text{ t}$

$M(\text{ELU}) = 0.27 \text{ t.m}$

Poteau 2 : $N(\text{ELS}) = 70.47 \text{ t}$

$N(\text{ELU}) = 96.53 \text{ t}$

$M(\text{ELU}) = 0.10 \text{ t.m}$

Poteau 3 : $N(\text{ELS}) = 70.67 \text{ t}$

$N(\text{ELU}) = 96.60 \text{ t}$

$M(\text{ELU}) = 0.13 \text{ t.m}$

Poteau 4 : $N(\text{ELS}) = 70.64 \text{ t}$

$N(\text{ELU}) = 96.56 \text{ t}$

$M(\text{ELU}) = 0.07 \text{ t.m}$

Poteau 5 : $N(\text{ELS}) = 71.01 \text{ t}$

$N(\text{ELU}) = 97.27 \text{ t}$

$M(\text{ELU}) = 0.11 \text{ t.m}$

Poteau 6 : $N(\text{ELS}) = 66.69 \text{ t}$

$N(\text{ELU}) = 91.39 \text{ t}$

$M(\text{ELU}) = 0.27 \text{ t.m}$

Résultats

VI-16-Coffrage Semelle donne par les calculs :

Epaisseur de la semelle = 0.27 m

Hauteur de la poutre de rigidité = 0.54 m

Largeur de la semelle = 1.61 m

Longueur de la semelle = 14.7 m

Contrainte maximale sous la semelle = 2.14 bars

Contrainte moyenne sous la semelle = 1.94 bars

Efforts :

VI-17-Moments sur appuis et a mi-travée (t.m):

Poteau 1 : $M_a = -10.03$

Travée 1 : $M_t = -3.82$

Poteau 2 : $M_a = -31.53$

Travée 2 : $M_t = 22.09$

Poteau 3 : $M_a = -27.75$

Travée 3 : $M_t = 5.58$

Poteau 4 : $M_a = -27.92$

Travée 4 : $M_t = 22.16$

Poteau 5 : $M_a = -31.65$

Travée 5 : $M_t = -3.87$

Poteau 6 : $M_a = -9.96$

VI-18-Coffrage Retenu pour la Semelle :

Epaisseur de la semelle = 0.40 m

Hauteur de la poutre de rigidité = 0.80 m

Largeur de la semelle = 1.70 m

Longueur de la semelle = 14.7 m

VI-19-Sections d'acier retenu:

Aciers supérieurs filants (1er lit) : 4 T 16

Aciers supérieurs filants (2eme lit): 4 T 16

Aciers inférieurs filants (1er lit) : 4 T 16

Aciers inférieurs filants (2eme lit): 4 T 16

VI-20- Contraintes en travée

Contrainte Aciers tendus = 211 MPa

Contrainte Aciers comprimés = 64 MPa

Contrainte Béton = 6 MPa

VI-21-Contraintes sous poteaux

Contrainte Aciers tendus =297 MPa

Contrainte Aciers comprimés = 90 MPa

Contrainte Béton =8 Mpa

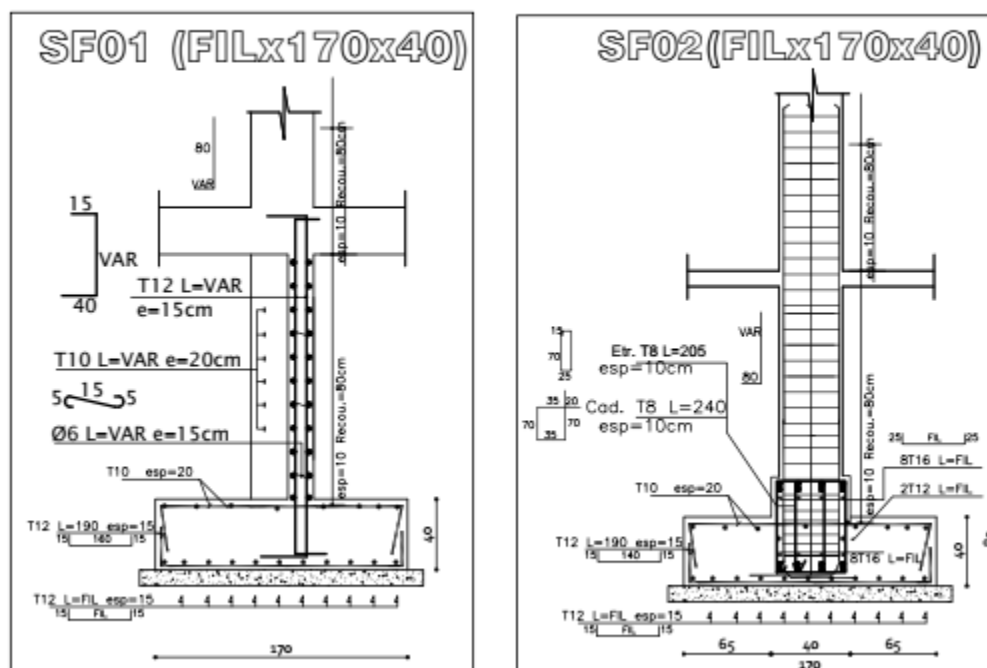


Figure7 : Schéma de ferrailage de semelle filante.



Conclusion :

Le progrès moderne dans l'analyse numérique, grâce aux énormes capacités offertes par les ordinateurs, a profondément modifié les méthodes de calcul. Parmi les exemples de cela, on peut citer l'utilisation d'Autodesk Robot et d'Expert dans la réalisation de ce projet, en plus des réglementations qui encadrent les principes de conception et de calcul des structures dans le domaine du bâtiment. Notre objectif principal reste la réduction des risques sismiques au minimum, en adoptant une conception optimale répondant aux exigences architecturales, sécuritaires et économiques.

En conclusion, nous pouvons dire que ce travail nous a permis de mettre en pratique nos connaissances modestes en génie civil et de les développer, ce qui nous sera utile dans notre parcours futur.

Bibliographie

Règlements :

- RPA 2024 : Le nouveau règlement parasismique algérien.
- CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- BAEL91 modifier : béton armé aux états limites.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

Logiciels :

- Robot Structural Analysis Professional 2020
- Expert robot
- AutoCAD 2019
- Word 2019
- Microsoft Excel MORSLI HAMMOU

Mémoires de fin d'études :

- Mémoire de Master Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (RDC+8 étages) en béton armé ; à l'Université du 8 Mai 1945 Guelma ;Présenté par MAHDJOUB Oussama Juin 2024
- MEMOIRE DE FIN D'ETUDES ETUDE D'UN BATIMENT R+4 A USAGE D'HABITATION CONTREVENTEMENT MIXTE (PORTIQUE + VOILE) ; à UNIVERSITE MOHAMED EL-BACHIR EL-IBRAHIMI BORDJ BOU-ARRERIDJ ; Présenté par BOUAKA Cheyma et BOUDJELIDA Mouna Promotion: 2019/2020
- MEMOIRE DE FIN D'ETUDES ETUDE Etude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation et commercial avec logiciel ETABS ; à Université Mouloud Mammeri de Tizi – Ouzou Présenté par SADI NABILA ; Année 2012/2013

